



TITLE:

複合構造を用いたプレストレスト コンクリート箱桁橋の合理化に関 する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

永元, 直樹

CITATION:

永元, 直樹. 複合構造を用いたプレストレストコンクリート箱桁橋の合理化に関する研究. 京都大学, 2010, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2010-09-24

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k15648>

RIGHT:

複合構造を用いた
プレストレストコンクリート箱桁橋の
合理化に関する研究

2010 年

永元 直樹

目 次

第1章 序論

1.1 研究の背景と目的	1
1.2 長支間箱桁橋の合理化に関する検討項目	3
1.3 中規模支間を有する多径間連続桁橋の合理化に関する検討項目	6
1.4 本研究の構成	7
参考文献	8

第2章 波形鋼板ウェブ構造を用いた長支間箱桁橋上部工の合理化

2.1 波形鋼板ウェブ橋に関する既往の研究と問題点	11
2.2 波形鋼板ウェブ橋のせん断挙動に関する検討	17
2.2.1 はじめに	17
2.2.2 実物大せん断実験	17
2.2.3 1/2 モデルによるせん断実験	28
2.2.4 せん断分担率に関する考察	33
2.2.5 せん断に対する設計手法に関する提案	35
2.2.6 せん断分担率を考慮した試設計	38
2.3 波形鋼板ウェブ橋の疲労特性に関する検討	41
2.3.1 はじめに	41
2.3.2 提案スカラップ形状	41
2.3.3 検討項目	42
2.3.4 桁供試体での検討	42
2.3.5 箱桁供試体での検討	44
2.3.6 波形鋼板と上床版との接合部における疲労性	52
2.3.7 考察	52
2.4 波形鋼板ウェブ橋に関するその他の検討	54
2.4.1 波形鋼板と支点横桁との接合方法に関する検討	54
2.4.2 せん断剛性の評価方法に関する検討	58
2.5 新しい波形鋼板ウェブ橋の施工法の開発	62
2.5.1 はじめに	62
2.5.2 新工法の概要	62
2.5.3 構造上の諸検討	64
2.5.4 実施工への適用	68
2.5.5 考察	72
2.6 まとめ	73
参考文献	74

第3章 長支間ラーメン箱桁橋下部工の合理化

3.1 鉄筋コンクリート橋脚の現状と課題	79
3.2 じん性補強手法の概要	80

3.3 橋軸方向鉄筋の座屈に関する検討	81
3.3.1 検討概要	81
3.3.2 PC 梁の拘束効果の算出	81
3.3.3 PC 梁の設置間隔	83
3.3.4 座屈固有値解析による検討	83
3.3.5 非線形有限変位解析を用いた座屈耐力の検討	85
3.3.6 分布荷重に対する座屈耐力の検討	87
3.4 正負交番載荷実験による検証	89
3.4.1 実験概要	89
3.4.2 載荷方法	91
3.4.3 損傷の進展	92
3.4.4 座屈解析と実験結果との比較	94
3.4.5 履歴特性と耐力および変形性能	94
3.4.6 エネルギー吸収性能	95
3.4.7 水平梁のひずみ	96
3.5 実橋への適用性の検討	97
3.6 まとめ	99
参考文献	100

第4章 バタフライウェブ構造を用いた中規模支間を有する多径間連続桁橋の合理化

4.1 既往の研究と本研究の方針	101
4.2 UFC バタフライウェブ橋の構造概要	103
4.2.1 使用材料	103
4.2.2 鋼製バタフライウェブと UFC バタフライウェブとの違い	104
4.3 UFC バタフライパネルのせん断挙動に関する検討	105
4.3.1 実験の目的	105
4.3.2 実験概要	106
4.3.3 事前解析の概要	108
4.3.4 実験結果	110
4.4 非線形解析による全体挙動に関する検討	118
4.4.1 解析概要	118
4.4.2 ウェブパネルの設定	119
4.4.3 解析結果	121
4.5 設計手法に関する提案	125
4.5.1 曲げモーメントに対する設計手法	125
4.5.2 せん断力に対する設計手法	126
4.5.3 対象橋梁での試算結果	129
4.6 まとめ	133
参考文献	133

第5章 結論と今後の展望	
5.1 長支間コンクリート桁橋の合理化に関する結論	135
5.2 バタフライウェブ構造を用いた中規模支間を有する多径間 連続桁橋の合理化に対する結論	139
5.3 今後の展望	141
謝 辞	143

第1章 序論

1.1 研究の背景と目的

人類と橋梁との関係の歴史は、先史時代まで遡らなければならない。橋梁は古くより河川や谷の対岸への物流や人の往来を助けることにより、人々の暮らしを豊かにすることに貢献してきた。最も原始的な橋梁としては、石や木を川の対岸などに渡しただけの桁橋が挙げられる。人類は、より遠くへ橋を渡すために、石の厚さを上げ剛性を確保することが有効であることを経験的に知り得た¹⁾。また、より遠くへ渡るために、中間に石積みの橋脚を設置することなども行ってきた。その後、文明の発展とともに石積みアーチなどが開発され、橋梁のみでなく建築物の構造にも適用されていった²⁾。

近代において、橋梁技術は鉄および鋼の登場で飛躍的に進歩することとなる。1779年イギリスに建設された Iron Bridge³⁾では、世界で初めて橋梁に鑄鉄が用いられた。それ以来、急速に鉄橋および鋼橋はその適用事例を伸ばし、現在では最大支間長 1991m の明石海峡大橋⁴⁾や支間長が 1000m を超える斜張橋である Stonecutters 橋⁵⁾などが建設されるまでに至っている。

一方、コンクリートは少なくとも約 9000 年前から使用されていたといわれており⁶⁾、古代ローマ時代には石積みアーチの石の継ぎ目や、ローマ水道橋の水路部における防水層、橋脚基礎部などの多くの構造物に使用されていた。このように、コンクリートは古くから社会基盤を整備する上で頻繁に用いられてきた重要な材料の一つといえる。特に、1824 年には Joseph Aspdin によりポルトランドセメントが発明⁷⁾され、飛躍的にその性能と使用範囲を広めたとともに、構造の面でもコンクリートの引張応力発生部分を金網や鉄筋で補強した鉄筋コンクリートが発明⁸⁾され、その適用事例、適用範囲を大きく増進させてきた。20 世紀に入り、さらに積極的に引張領域を補強する手法としてプレストレストコンクリート（以下、PC と称す）が発明⁹⁾されてからは、長大橋へも適用事例を広げていくことになる。その発展の初期はヨーロッパが中心で、1940 年代にフランスで Marne5 橋¹⁰⁾が建設されるなど、大規模な橋梁への適用が進んだ。わが国でも、1951 年に初の PC 橋となる長生橋¹¹⁾（プレテンション桁）が石川県に建設された。また、1959 年には、ドイツから導入された片持ち張出し架設工法により、嵐山橋¹²⁾（神奈川県）が初めて建設された。

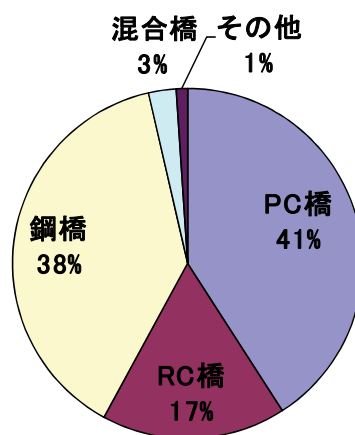


写真-1.1 嵐山橋¹²⁾

それ以降、大規模 PC 橋の適用が本格化し、国内でも片持ち張出し架設工法（写真-1.2）で 2000 橋以上が架設されるまでに至っている¹³⁾。現在では、強度と形状を比較的容易に調整でき、現場への搬入も容易なコンクリートは建設材料としては非常に多く使用されており、我が国の道路橋数の約 6 割をコンクリート橋が占める¹⁴⁾ など、必要不可欠な材料となっている（図-1.1）。特に、発展途上国では鋼が高価な材料であると共に輸入比率が大きい国もあり、このような国においては比較的容易に調達できるコンクリートは汎用性が高い材料であり、適用事例も多い。



写真-1.2 片持ち張出し架設工法による PC 箱桁橋の施工例



※橋長 15m 以上

図-1.1 我が国における道路橋の割合（平成 19 年 4 月現在）¹⁴⁾

次に、今日の社会情勢に目を向けると、我が国の公共事業に使用される予算確保は依然として厳しい状態にあり、新規の橋梁建設数が減少傾向にあるとともに、1960 年代からの高度経済成長期に建設した社会資本ストックが高齢化してきており、その結果、2030 年頃には約半数以上の橋梁が 50 歳以上の高齢橋となるとの予測がある。また、その対応策として、2025 年以降は公共事業予算の半分以上が維持管理費に費やされるとの予測もある¹⁵⁾。このような社会情勢から、維持管理費の縮減が以前にも増して重要視されるようになってきており、適切な設計・施工を行うことにより、耐久性の高い構造物を提供し、維持管理費の縮減に貢献できるという面からも、コンクリート橋はその適用比率を伸ばしてきている¹⁶⁾。特に、プレストレスを導入した PC 床版を有

する PC 箱桁構造は、交通荷重などに対する耐疲労特性に優れており、今までこの床版構造で疲労損傷が顕著化した事例は報告されていない。なお、いうまでもなくコンクリート橋は完全なメンテナンスフリーではなく、環境条件や荷重条件などにより、経年劣化を起こすことも考えられる。このことを認識して定期的な点検を行っていくとともに、地域の交通ネットワークや建設投資なども考慮した適切な維持管理の戦略的な実施が重要であるということは明白な事実でもある¹⁷⁾。

このような社会情勢を鑑みると、コンクリート橋を合理化することは社会基盤整備の効率化において有意義であると考えられる。ここで、コンクリート橋の構造形式に着目すると、その 85% が桁橋である。よって、汎用性の高い桁橋に着目し、その中でも合理化による社会的な効果が大きいと考えられる大規模橋梁、特に山間部や河川を横断する際に多く用いられる支間長 60m 程度以上の片持ち張出し架設工法で施工されるような「長支間箱桁橋」と、都市内高架橋などに多くみられるような、支間長 40m 程度が多径間連続している「中規模支間を有する多径間連続箱桁橋」に着目し、その橋梁システムとしての設計・施工の合理化に関する開発を進める必要がある。

1.2 長支間箱桁橋の合理化

上記のような比較的大規模な橋梁に適用される箱桁構造は、その名の通り、主桁断面として長方形や台形の形状をした中空の断面を主部材として構成されているものである（図-1.1）。この断面において、橋軸方向の曲げモーメントへの抵抗機構としては、上下床版が主要な役割を果たし、せん断力に対してはウェブが主に抵抗しているといえる。一般的な PC 箱桁橋の設計においては、曲げモーメントによって上下床版のいずれかに発生する引張応力に対しては、プレストレスを導入することで対応しており、せん断力に対しては、ウェブコンクリートのせん断強度や、ウェブ内に配置する鉄筋（スターラップ）や鉛直 PC 鋼材などによって抵抗している。しかし、ウェブに配置する鉛直 PC 鋼材は、万が一破断した際には橋面上に飛び出し、通行者に甚大な被害を与えかねないことなどから、使用が控えられるようになってきている¹⁸⁾。この場合、せん断力への主な抵抗機構としてはウェブコンクリートとスターラップのみとなり、特に支間長の長い橋梁などではウェブ厚が増加する結果となり、死荷重の増加につながる。

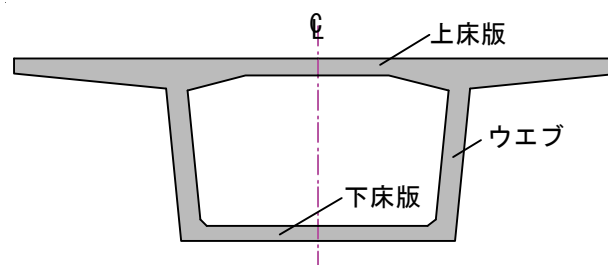


図-1.1 PC 箱桁橋の主桁断面例

ここで、今一度建設産業に用いられている主要材料である鋼材とコンクリートに着目すると、鋼部材は引張やせん断には強いが圧縮には座屈の発生に留意する必要がある、単位強度あたりの

重量が小さいという特徴を有する。一方、コンクリートは圧縮に強いが引張力には弱く、何らかの補強が必要である。また、単位強度あたりの重量は大きい、形状の自由度が高く、適切な補強を行うことにより、耐疲労性、耐久性の高い部材となるという特徴を有する。これらの特徴を理解し、それぞれの特性を十分に活かすことが構造の合理化を図る上では重要といえる¹⁹⁾。これは箱桁断面の構造を考える上でも同様で、上記のようにコンクリート箱桁橋の中で、主に曲げ剛性を担っている上下床版には、圧縮抵抗性の高いコンクリートを用いるとともに、その中に発生する引張応力に対しては、あらかじめプレストレスで補強することが作用力への抵抗機構やたわみ制御の面から合理的と考えられる。一方、主にせん断抵抗を担っているウェブには、引張力やせん断に対する抵抗性が高く、単位強度あたりの重量が軽い鋼部材を用いることが荷重に対する抵抗機構や重量の低減を考える上で有効である。すなわち、コンクリート箱桁橋において、構造の合理化を考えるとき、ウェブに鋼部材を用いた複合構造の適用は有効な手段であるといえる²⁰⁾。

前述のように、コンクリート橋は適切な施工を行うことにより高い耐久性を確保できると共に経済性の面でも優位になることも多い反面、自重が増加する、現地での施工期間が長い、作業が煩雑で熟練作業員を必要とする、などの改善が必要な点もある。これらを改善すべく、コンクリート箱桁橋の合理化に関する研究は世界各国で進められており、その一つの対策としてあげられるのがコンクリートと鋼部材を組み合わせた複合橋である。複合橋には橋軸方向にコンクリート桁と鋼桁を連結した混合桁構造（写真-1.3）²¹⁾ や、コンクリート箱桁のウェブを鋼管トラスに置き換えた構造（以下、複合トラス橋²²⁾ と記す）、およびコンクリート箱桁のウェブを波形に折り曲げた鋼板に置き換えた構造（以下、波形鋼板ウェブ橋と記す）（図-1.2）²³⁾ など、様々な種類の橋梁構造があるが、いずれもコンクリートの圧縮に強い性質と、鋼材の引張やせん断に強く軽い性質を組み合わせ利用したものである。特に、波形鋼板ウェブ橋や複合トラス橋などはコンクリート橋に比べて1～3割の自重低減が可能であり、耐震性の向上にも有効である。また、配筋作業やコンクリート打設が比較的煩雑なウェブを鋼部材とすることにより、施工の省力化にも有効と考えられている。

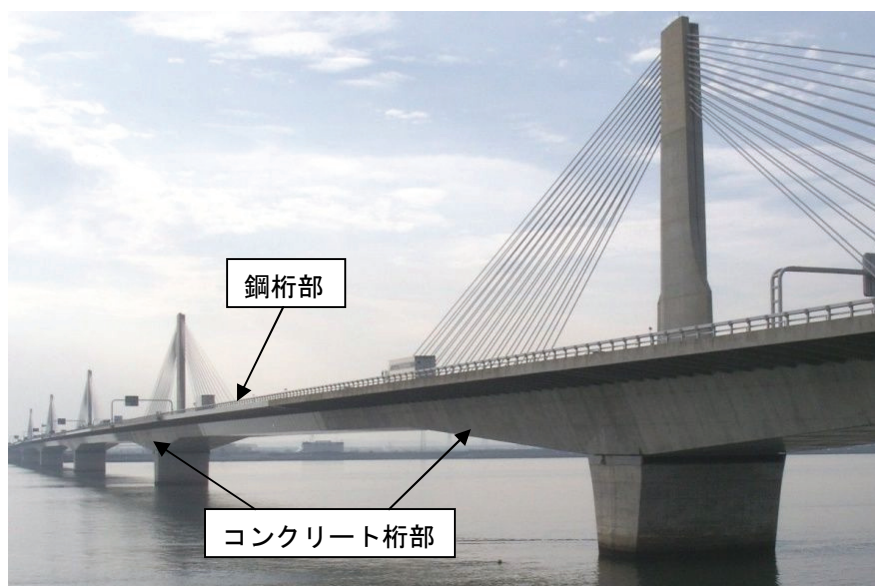


写真-1.3 混合橋の例（揖斐川橋）

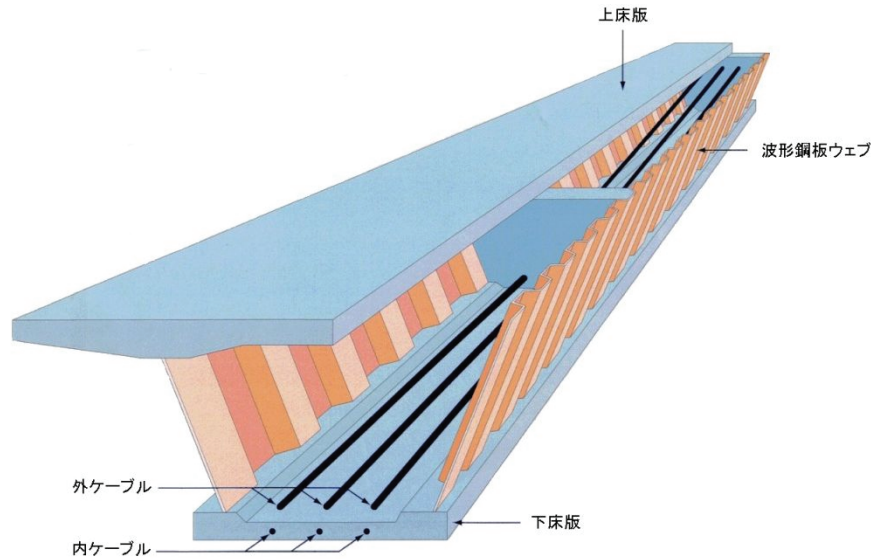


図-1.2 波形鋼板ウェブ構造²³⁾

特に、長支間桁橋においては、死荷重による応力が全体に占める割合は7割程度と大きく自重の低減が構造の合理化に直接的に結びつく。また、我が国は世界有数の地震国であり、上部工の軽量化は橋梁構造全体としての安定性の向上にもつながることが類推される。

これらのことから、長支間桁橋については、現在我が国だけでなく海外でも適用事例が増加しており、複合橋の中で最も汎用的と考えられる波形鋼板ウェブ構造を上部工に適用することを考える。波形鋼板ウェブ橋はウェブの鋼部材を使用するため、維持管理性の観点からはすべてコンクリートの箱桁橋と比較して不利となることも考えられる。しかし、現在はフッ素系の粉体塗装など、高耐久の防食塗装が開発されていること、前述の構造的な優位性が大きいと考えられることから対象とした。

ここで、波形鋼板ウェブ橋は比較的新しい技術であり、その特性が完全に解明されているとは言い難い状況である。このため、設計においては安全側の設定となるような制約を加えている部分がある。本研究では波形鋼板ウェブ橋の構造特性、特に通常の箱桁橋とは抵抗機構が異なるせん断力に対する挙動の解明を図り、より合理的な設計手法を提案することを試みる。また、波形鋼板ウェブ橋を片持ち張出し架設工法によって架設する際には、波形鋼板同士を現場溶接にて接合することが多いが、この場合、溶接部の疲労が懸念される。この疲労特性についても検討を行い、耐疲労性において信頼性の高い構造の提案を試みる。さらに、橋梁の中で最もせん断力の大きい支点部付近は波形鋼板とコンクリート製の横桁とを接合する必要がある。この接合構造についても現在使用されている接合構造の比較検討を行う。

PC箱桁橋の片持ち張出し架設工法は1950年代にドイツで開発²⁹⁾されて以来、約半世紀が経過しているが、架設機械の進歩はあるものの、その施工法自体はほとんど変わっていない。一方、波形鋼板ウェブ構造は構造の中に鋼I桁と類似の形状を有する鋼部材を含んでおり、架設方法においても更なる合理化の可能性を秘めていると考えられる。そこで、波形鋼板ウェブ橋の特性を有効活用した新しい施工法の提案も試みる。

次に、供用後のコンクリート橋における維持管理に着目すると、メンテナンスを必要とする頻

度が高い部位として、伸縮装置、支承、排水装置などが挙げられる²⁷⁾。特に、コンクリート橋の維持管理性向上に関する構造面からの対策としては、供用後に補修事例の多い支承部の数を極力減らすことが有効であり、このためには長支間化による中間支持点の減少および主桁と橋脚を剛結構造としたラーメン橋の適用が有効である。山間部に架橋される長支間桁橋などは比較的橋脚高が高くラーメン構造の適用に適しているといえる。一方、先述のように我が国は地震大国であり、平成7年1月17日の阪神・淡路大震災以降、橋梁の耐震設計は大幅に見直され²⁸⁾、今日のラーメン橋のコンクリート橋脚は地震時のじん性を確保するために過密な配筋状態となっている(写真-1.4)。すなわち、供用後までを考慮したコンクリート橋全体としての合理化を考える場合、連続ラーメン構造の適用が有効であるが、その施工の合理化を考えた場合、ラーメン橋脚部の過密配筋を改善する必要がある。よって、本研究では、長支間桁橋の橋梁全体としての合理化向上のため、コンクリート橋脚のじん性を確保しつつ配筋状態の改善を図る施策についても検討する。

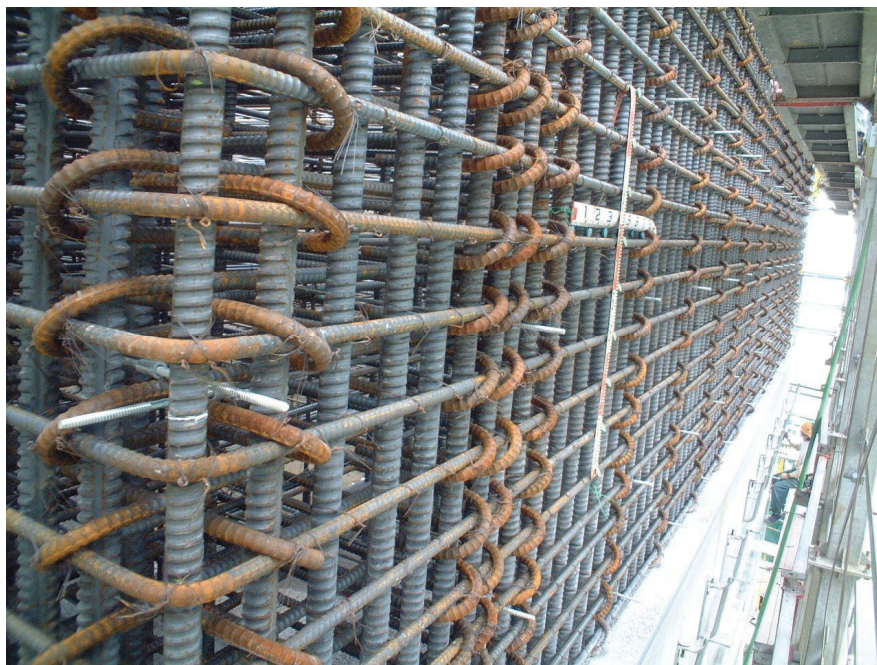


写真-1.4 現在のコンクリート橋脚の配筋状況例

1.3 中規模支間を有する多径間連続桁橋の合理化

中規模支間を有する多径間連続桁橋は、都市内の高速道路高架橋などに多くみられる構造形式であり、一般道との立体交差などを実現し、快適で安全性の高い道路を提供することに貢献している構造といえる。この都市内高架橋を建設する際、施工用地の確保や近隣住民への騒音、振動対策などのため、2次製品工場で製作したプレキャストセグメントを用いた施工法が採用されることが多い。この場合、施工の合理化のためにはセグメント分割数を減らすことが効果的となるが、分割数を減らすためにはセグメント長が長くなり、1セグメントあたりの重量が増加することとなる。一方、セグメント重量は架設設備や輸送、特に公道を輸送する場合の規制などによって制限を受け、その制限によりセグメント長を決定する場合が多い。このような場合には主桁重

量を低減することによりセグメント数の減少が可能となり、施工の合理化につながる。すなわち、セグメントを用いて建設される中規模高架橋においても、複合構造を用いて主桁重量を低減することは効果的であるといえる。

このような構造の合理化を図るため、ウェブに蝶型に加工された鋼板を用いた構造（以下、バタフライウェブ橋²⁵⁾と称す）が研究、開発されている。このバタフライウェブ橋の鋼部材は、平鋼板を蝶型に切断するとともに、補強用コンクリート部材を接合するためのスタッドジベルを溶植するのみの加工であるため、他の複合橋と比べて製作が容易である。また、鋼板同士がそれぞれ独立して配置されるため、現場での鋼部材の接合が必要なく施工の省力化、平準化が図れるという利点を有する（写真-1.5）。一方、鋼部材を使用するため、防食塗装の定期的な塗り替え等、維持管理面での作業量、費用の増加が懸念される。また、都市内高架橋の場合、桁下空間に立体交差物が存在する場合が多く、塗装の塗り替え作業等に様々な規制が発生する可能性がある。

そこで、本研究ではこのバタフライウェブ橋のさらなる耐久性向上を目指し、超高強度繊維補強コンクリート²⁶⁾をウェブパネルに適用した構造について、検討を行う。

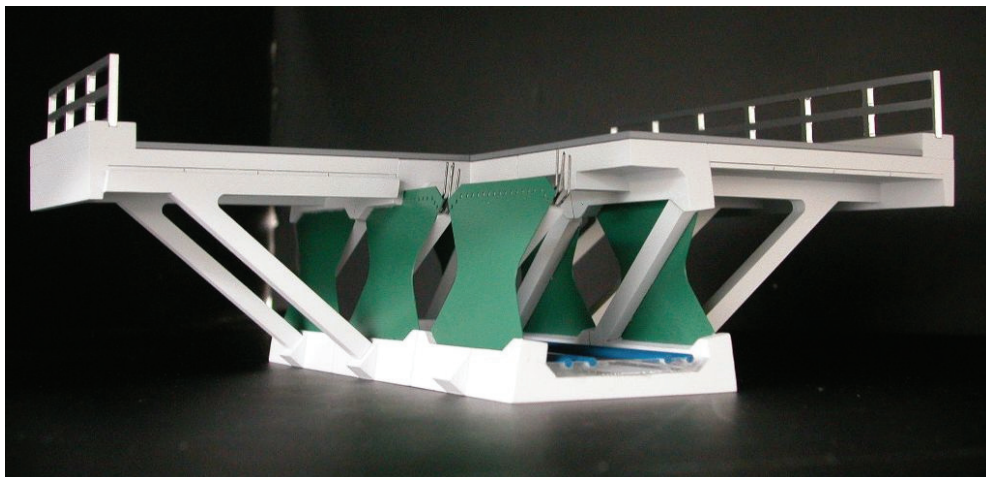


写真-1.5 バタフライウェブ橋

1.4 本研究の構成

本研究は、コンクリート箱桁橋の設計・施工の合理化に関する検討を行うものであり、本論文は、以下の5つの章から構成される。

第1章は、本研究の背景と目的とを述べるとともに、次章以降の概要を述べる。

第2章では、長支間桁橋の上部構造の合理化対策として波形鋼板ウェブ橋に着目し、その設計・施工法における現状を概説する。その中で、設計手法においては波形鋼板ウェブ橋のせん断挙動が完全に解明されたとは言い難い状況であり、安全側の設計手法をとっていることに着目し、これを改善するために、実物大及び縮尺 1/2 の箱桁実験供試体を用いたせん断実験を主体とした検討を行い、本構造のせん断挙動、具体的には波形鋼板とコンクリート上下床版とのせん断分担率や終局時のせん断座屈挙動を明らかにすることを試みる。また、波形鋼板部の疲労特性についても、実物大の箱桁供試体を用いた疲労実験を行い、耐疲労性の高い構造を提案する。さらに、波

形鋼板ウェブ橋のその他の検討として、支点横桁と波形鋼板との接合構造の検討と、波形鋼板ウェブ橋の固有値解析を行う際のせん断変形の取扱い方についても、提案を行う。その後、施工法についても、通常のコンクリート箱桁橋の片持ち張出し架設法に対し、大きく施工性の向上が図られているとは言い難い現状を鑑み、より省力化、急速施工が可能な施工方法の開発、提案を行う。

第3章では、長支間桁橋の維持管理性向上対策として、供用後のメンテナンスが多い部位である支承数の減少が有効であることを鑑み、上下部剛結構造（ラーメン橋）に着目する。現在のラーメン橋におけるコンクリート橋脚は地震時におけるじん性確保のため過密な配筋が必要であり、配筋作業が非常に煩雑な状態となっている。このことを改善するために、プレキャスト梁を用いたじん性向上対策を提案する。このじん性向上対策に対して、1/3 実験供試体を用いた正負交番載荷実験などを行い、所定の性能が確保されていることを検証する。

第4章では、中規模連続桁橋の新たな複合構造であるバタフライウェブ橋に着目し、本構造の耐久性向上対策として、バタフライウェブを超高強度繊維補強コンクリート（以下、UFC と記す）によって製作したパネルとした構造を提案し、その挙動評価のために、縮尺 1/2 の実験供試体パネルを用いたせん断実験を実施して、耐力や破壊形態などの評価を行う。また、非線形 FEM 解析手法を用いて本構造を有する合理化橋梁の挙動評価を行う。これらの結果をもとに、本構造の設計手法を提案する。

第5章では、本研究をまとめるとともに、今後の展望を示す。

<参考文献>

- 1) Bert Heinrich（宮本 裕，小林英信共訳）：橋の文化史 桁からアーチへ，鹿島出版会，1991.6
- 2) 内藤 廣：構造デザイン講義，王国社，2008.8
- 3) David Bennett: The Creation of BRIDGE, Booksales, 1999.7
- 4) 栗野純孝：明石海峡大橋，橋梁と基礎，Vol.32, No.8, 明石海峡大橋開通記念号，pp.9-15, 1998.8
- 5) Tina VEJRUM, Matt CARTER, and Steve KITE: Detailed Design of Stonecutters Bridge Superstructure, the Proceedings of the International Conference on Bridge Engineering Hong Kong, 2006.11
- 6) 早川光敬：古代セメント・コンクリート，コンクリート工学，Vol.40, No.9, pp.8-10, 2002.9
- 7) 名和豊春：近代ポルトランドセメントの工業化，コンクリート工学，Vol.40, No.9, pp.11-16, 2002.9
- 8) 田中健治郎：鉄筋コンクリート構造の黎明，コンクリート工学，Vol.40, No.9, pp.17-21, 2002.9
- 9) 猪俣俊司：プレストレストコンクリートの設計および施工，1957.11
- 10) J. A. Fernandez Ordoñez（池田尚治監訳）：PC 構造の原点フレッシュナー，建設図書，2000.5
- 11) 池田尚治：プレストレストコンクリート50年とその展望，プレストレストコンクリート，Vol.51, No.1, pp.18-23, 2009.1
- 12) 上野行孝，長田 裕：DYWIDAG 工法嵐山橋について，プレストレストコンクリート，Vol.1, No.2, 1959.3
- 13) （社）プレストレストコンクリート技術協会：PC 橋架設工法 2002 年版，2002.8
- 14) 国土交通省道路局：道路統計年報 2008 年版，2008.11

- 15) (社) 土木学会：アセットマネジメント導入への挑戦，pp.18-19，2005.11
- 16) (財) 海洋架橋・橋梁調査会：道路橋マネジメントの手引き，2004.8
- 17) 宮川豊章：プレストレストコンクリート構造物の維持管理，プレストレストコンクリート，Vol.50，No.2，pp.26-31，2008.3
- 18) 独立行政法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター：土木研究所資料 構造物メンテナンス研究センター設立記念講演会講演概要集，土木研究所資料第4125号，2009.1
- 19) (社) 土木学会：鋼・コンクリート合成構造の設計ガイドライン，1989.3
- 20) 川田忠樹監修，野村國勝・梶川靖治編著：複合構造橋梁，技報堂出版，1994.9
- 21) 池田博之，忽那幸浩：木曾川橋・揖斐川橋（トゥインクル），橋梁と基礎，VOL.36，No.8，pp.81-84，2002.8
- 22) 橋梁と基礎・海外文献研究グループ：フランスの Boulonnais 高架橋，橋梁と基礎，Vol.32，No.2，pp.50-51，1998.2
- 23) 波形鋼板ウェブ合成構造研究会：波形鋼板ウェブ PC 橋 計画マニュアル（案），1998.12
- 24) 横道英雄：コンクリート橋，pp.1-14，技報堂，1962.11
- 25) (財) 首都高速道路技術センター：橋の危機を救え～橋を末永く“つかう”ために～，2008（財）首都高速道路技術センター技術講習会，2008.5
- 26) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1996.12
- 27) Kasuga, A., Kata, K., Nakatsumi, K. and Takaki, Y.: New Concept of Composite Bridges, Proceedings of 2nd fib Congress. 2006. 6
- 28) 土木学会：超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針（案），コンクリートライブラリー113，2004.9
- 29) 斎藤武幸：虹をかける，pp.2-5，住友建設株式会社，1985.12

第2章 波形鋼板ウェブ構造を用いた長支間箱桁橋上部工の合理化

2.1 既往の研究概要と現状での問題点

近年，橋梁の分野でも合理化の要求が強く望まれるようになってきている．その対策の一つとして複合構造が挙げられるが，その中でも波形鋼板ウェブ橋は実績を着実に伸ばしているものの一つである．波形鋼板ウェブ橋はコンクリート橋のウェブを波形に折り曲げた鋼板で置き換えた構造であり，自重の低減，施工の省力化などが期待できる．また，鋼板を波形に加工することにより，せん断座屈強度や面外剛性を向上させ，スティフナーなどの補強材を省略することができるとともに，橋軸方向の剛性を著しく低下させることが可能となり，上下床版に効率的にプレストレスを導入することが可能となる（アコーディオン効果，図-2.1.1）¹⁾．波形鋼板自体を桁のウェブ部に使用する試みは1920年代にヨーロッパにて行われたことがあったが²⁾，1980年代にフランスを中心とした複合橋梁の開発がすすめられた際にその研究，開発が本格化した³⁾．

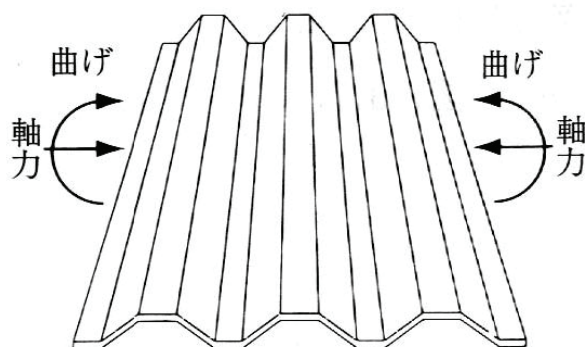


図-2.1.1 波形鋼板ウェブ橋のアコーディオン効果¹⁾

複合橋の開発当初は自重の低減のため，コンクリート箱桁橋のウェブをスティフナーで補剛された平板鋼板に置き換えた構造を持つFerté Saint-Aubin橋³⁾が建設されたが，コンクリート上下床版のクリープ，乾燥収縮などによる橋軸方向の変形に対して鋼板のウェブが抵抗してしまい，期待されたほどの成果は得られなかった．そこで，ウェブに鋼管トラス構造を採用した複合トラス橋や波形鋼板ウェブ橋が更なる合理化案として検討された．前者の適用事例として1997年完成のBoulonnais 高架橋⁴⁾などが，後者として1985年からCognac 橋⁵⁾などが建設された．特に波形鋼板ウェブ橋は，その後，下床版を鋼管の下弦材に置き換えたMaupre 橋⁶⁾や，片持ち張出し架設工法を採用したDole 橋⁷⁾などが建設されている．しかし，波形鋼板をコンクリートウェブに用いた複合橋梁の開発を推進してきたフランスでも4橋のみの建設にとどまっており，その他のヨーロッパ諸国でも，ドイツにAltwipphgrund 橋⁸⁾（写真-2.1.1）が建設されたのみである．



写真-2.1.1 建設中の Altwipfergrund 橋

我が国における波形鋼板ウェブ構造に関する研究は，1965 年の島田による「Ripple Web 橋」の研究にはじまる⁹⁾．島田は，鋼桁のウェブに配置されているスティフナーを省略するために，波形に折り曲げられた鋼板をウェブパネルとして使用することを提案し，このパネルの座屈耐力の考え方を示した．また，1975 年には神奈川県にある工場内のクレーン軌道桁に波形鋼板が用いられたが¹⁰⁾，一般橋梁への適用事例は現れなかった．その後，ヨーロッパにおける上記の動向により複合橋梁としての波形鋼板ウェブ橋が着目されるようになり，1992 年には，我が国初となる新開橋¹¹⁾（写真-2.1.2）が新潟県に建設されると，2009 年 4 月段階で施工中のものも含めると 120 橋以上の実績を誇るまでに適用事例を増やしている．これに伴い，大学や旧日本道路公団，建設会社などを中心に波形鋼板ウェブ橋に関する各種研究が精力的に行われてきている．



写真-2.1.2 新開橋

本構造において最も重要である波形鋼板部のせん断耐力については、様々な試験¹²⁾の結果、パネル全体がせん断座屈する全体座屈と、隣り合う折り曲げ位置間でパネルがせん断座屈する局部座屈（図-2.1.2）に対する座屈耐荷力曲線が設定された¹³⁾。また、全体座屈と局部座屈の連成作用による連成座屈の研究も進んでおり¹⁴⁾，設計耐荷力に考慮されている規準もある¹⁵⁾。しかし，上記の研究は波形鋼板パネル単体でのせん断座屈実験が多く，上下床版による2辺固定あるいはそれに横桁を含んだ4辺固定の波形鋼板パネルがどのようなせん断座屈挙動を示すか，まだ十分に明らかになっているとは言い難いのが現状である。

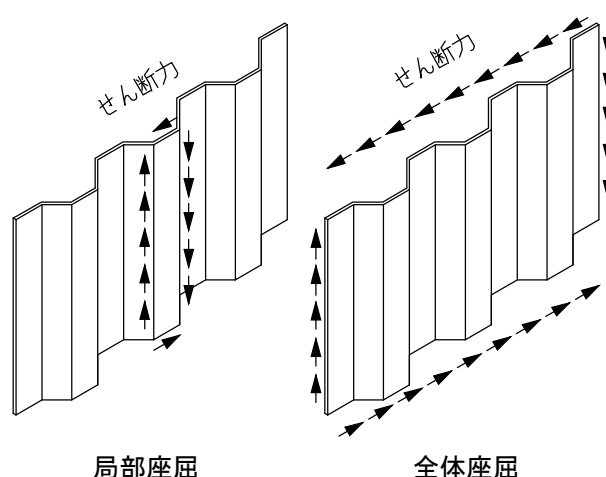


図-2.1.2 波形鋼板の局部座屈と全体座屈

さらに，実際の波形鋼板ウェブ橋はコンクリート上下床版があるため，実際のせん断力に対しては，波形鋼板部とコンクリート上下床版の双方で抵抗すると考えられるが，この分担比率，特に終局時における分担率に関して，まだ十分に明らかになっていない。このため，現状の設計においては，波形鋼板部を設計する際には，断面に作用するすべてのせん断力を波形鋼板が受け持つとして設計し，コンクリート部の設計においては，立体 FEM 解析などで求めたせん断力の分担比率を用いて，コンクリート部が受け持つせん断力を仮定してせん断補強鉄筋などの設定を行っている。すなわち，コンクリートが受け持つと考えられるせん断力分だけ安全側の設計になっており，もしこのせん断挙動がより明白になれば，設計の更なる合理化につながると考えられる。

本構造の成立において，次に重要と考えられる波形鋼板とコンクリート部との接合部においても，種々の研究が行われてきた。フランスの Dole 橋では波形鋼板の上下にフランジを付け，それにアングルジベルを取り付けた構造（図-2.1.3）を採用していたが，我が国の波形鋼板ウェブ橋においても本構造を採用している橋梁は多い。また，この他にもフランジにスタッドジベルを配置したものや¹⁶⁾，穴あき鋼板ジベル構造を採用したものなどもある。さらに，工費の縮減策として，波形鋼板を直接コンクリート内に埋め込む「埋込み接合」も開発され，東海北陸自動車道の本谷橋¹⁷⁾などに採用されている。埋込み接合は，波形鋼板を直接コンクリート内に埋め込むため，

腐食劣化が起こりやすいとされるコンクリートと鋼，水や空気が触れ合う triple contact point が主部材上に存在することになる．この対処法としては，波形鋼板の塗装を 30mm 程度コンクリート内まで塗りこむとともに，接触界面にシリコン系のシーリングを行うことで十分な耐久性を確保できることが，既往の研究で明らかとなっている¹⁸⁾．

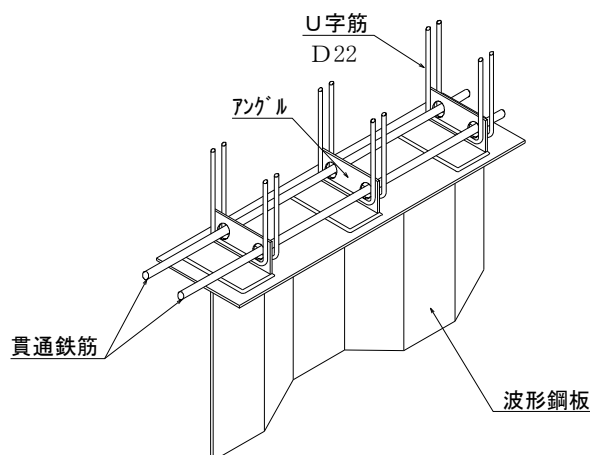


図-2.1.3 アングルジベル接合構造

上下床版との接合部には，大きな水平せん断力が常に作用するとともに，波形鋼板が平板と違い高い面外曲げ剛性を有しているために，交通荷重などにより面外曲げモーメントによる鉛直応力が作用する．この面外曲げモーメントに対しては各接合構造とも切り出し模型による疲労実験により，安全性の確認が行われてきている¹⁹⁾．また，波形鋼板ウェブ橋は，片持ち張出し架設工法によって施工されることが多いが，この場合，波形鋼板は現地で接合する必要がある．この接合方法として，高力ボルト接合と1面重ねすみ肉溶接が多く採用されている．特に，施工時の高さ調整を考えた場合，1面重ねすみ肉溶接は波形鋼板継手部の調整が容易であるため有効である．この場合，接合位置の上下端に溶接作業用のスカラップが必要であるが，このスカラップ部には局部応力が発生し，疲労損傷の発生が懸念される．このため，応力集中が少ないスカラップ形状がいくつか提案され，その疲労特性が検討されている²⁰⁾．

ここで，複合橋を含むコンクリート系の橋梁では死荷重の影響が大きく，上記のように接合部近傍には死荷重により高いせん断力が常に作用している．すなわち，実橋における接合部やスカラップ部は水平せん断力と面外曲げによる鉛直応力の2方向応力状態となっており，この部分の疲労特性を実橋に即した形でより詳細に検討する場合，せん断力の影響を考慮する必要があるといえる．

さらに，波形鋼板ウェブ橋は支間長が 140m を超すような桁橋にも採用されるとともに，2003 年に世界ではじめてエクストラドーズド橋に波形鋼板ウェブ構造が適用された長崎自動車道の日見夢大橋²¹⁾（写真-2.1.4）や同じく世界で初めて斜張橋に適用した豊田アローズブリッジ²²⁾など，吊形式橋梁にも適用されるまでに至っている．このような大規模橋梁の場合は静的な挙動だ

けでなく、地震時の応答特性や風による空力振動など、動的な挙動も重要になってくる。このため、いくつかの橋梁では実橋完成後に振動実験を行い、振動特性の評価や耐震設計時における固有値解析の妥当性などを検証している。例えば、上述の日見夢大橋でも実橋完成後に振動実験を行っているが、その結果から、波形鋼板ウェブ橋も PC 橋と同程度の固有振動数や減衰定数を有していることが確認されている²³⁾。ここで、波形鋼板ウェブ橋の曲げ変形については主にコンクリート製の上下床版による剛性が支配的な要素となっており、せん断変形は波形鋼板部のせん断変形が大きなウェイトを占めていると考えられる。このことより、通常のコンクリート橋や鋼橋と比べ、たわみ変形に対するせん断変形量の比率が相対的に大きくなっており、振動特性を評価するにはこのせん断変形の影響を適切に評価することが望まれる。



写真-2.1.4 日見夢大橋

次に、波形鋼板ウェブ橋の施工においては、片持ち張出し架設工法が最も多く適用されている(写真-2.1.5)。この片持ち張出し架設においては、自重が軽減されているためブロック長を長くできるなどの特徴はあるが、移動作業車内で波形鋼板の搬入、架設、連結などが必要であり、全体としてはコンクリート箱桁橋と比較して著しく作業効率が向上したとは言い難い状況である。コンクリート橋の合理化という観点からみた場合、さらなる省力化、工程短縮などが望まれるところである。



写真-2.1.5 波形鋼板ウェブ橋の片持ち張出し架設（小犬丸川橋）

以上より，本章では 2.2 章において波形鋼板ウェブ橋のせん断挙動に関する検討について，2.3 章では波形鋼板ウェブの疲労特性について，2.4 章では設計上のその他の検討として，波形鋼板と支点横桁との接合方法や振動解析を行う際のせん断剛性の取扱い方について検討を行う．また，2.5 章では波形鋼板ウェブ橋の合理的な施工法の開発について述べる．

2.2 波形鋼板ウェブ橋のせん断挙動に関する検討

2.2.1 はじめに

波形鋼板ウェブ橋は、曲げモーメント、あるいは軸力に関しては上下床版のコンクリート部分のみで抵抗するものとして取り扱っても実用上問題ないことが明らかとなっている²⁴⁾。一方、せん断力に関しては、これまでの設計では波形鋼板のみで抵抗するものとして取り扱われているが²⁵⁾、実際の橋梁ではコンクリートの上下床版や、橋梁によっては床版からの打下し部のコンクリートが存在し、せん断力を分担していると考えられる。この分担率を明確にし、設計に考慮することが可能になれば波形鋼板の板厚、材質をより経済的に設定することが可能になると考えられる。しかし、現段階では終局時のせん断挙動に関していまだ不明な点が多く、せん断分担率を信頼性のある数値として設計で考慮するには至っていない。

また、波形鋼板のせん断座屈に対しても、鋼部材の脆性的な破壊となることが予想され、十分な安全性を確保するように設計が行われているが、そのせん断座屈挙動については、未だ明確になっているとは言い難い状況である。すなわち、波形鋼板ウェブ橋のせん断挙動に関する既往の研究では、その多くが波形鋼板のみ²⁶⁾、あるいは I 型断面のもの²⁷⁾であり、実橋を模擬した箱桁供試体での検証実験は少ない。また、いくつか行われた箱桁供試体でのせん断実験²⁸⁾においても、波形鋼板のせん断座屈が先行して発生した実験結果はなく、4 辺を上下床版および横桁というコンクリート部材にて拘束された波形鋼板のせん断挙動を評価する成果は十分には得られていないのが現状である。

本研究では、波形鋼板ウェブ橋のせん断挙動について実橋に即した箱桁の実物大実験供試体と 1/2 の供試体を製作し、鉛直荷重を載荷することでそのせん断挙動、特にせん断分担率に関する挙動を明らかにすることを試みた。さらに、その結果をもとに、「終局荷重時に波形鋼板が全せん断力を受け持つ」という現在の波形鋼板ウェブ橋の設計前提条件に対して考察を行った。また、実際の橋梁のように 4 辺をコンクリート部材で拘束した波形鋼板ウェブのせん断座屈挙動についても着目した。

2.2.2 実物大せん断実験

(1) 実験概要

本実験では、実際の波形鋼板ウェブ橋の終局時の挙動を明らかにするために、実橋の実物大切出し模型に鉛直荷重を載荷し、終局時の挙動を検討した。実験供試体は山陽自動車道 小犬丸川橋^{29), 30)}の支間中央部における断面を基本とし、波形鋼板ウェブ橋のせん断挙動に与える影響が小さいと思われる張出床版長を短くした形状とした(図-2.2.1)。また、載荷装置の関係から、波形鋼板高さを実橋の 1.58m から 1.08m へと変更し、実橋の桁高 3.5m に対し、供試体の桁高を 3.0m とした。その他は使用材料、形状とも実橋と同一とした³¹⁾。本載荷実験では、支間長を

12.4m, せん断支間比 (a/d) を 1.98 とした. 実験供試体で用いた各材料の仕様を表-2.2.1 に示す.

この実験での着目点は以下の通りである.

- 1) 現状の波形鋼板ウェブ橋に対する設計手法の妥当性
- 2) 波形鋼板ウェブ橋のせん断破壊挙動
- 3) 波形鋼板のせん断分担率とその変化

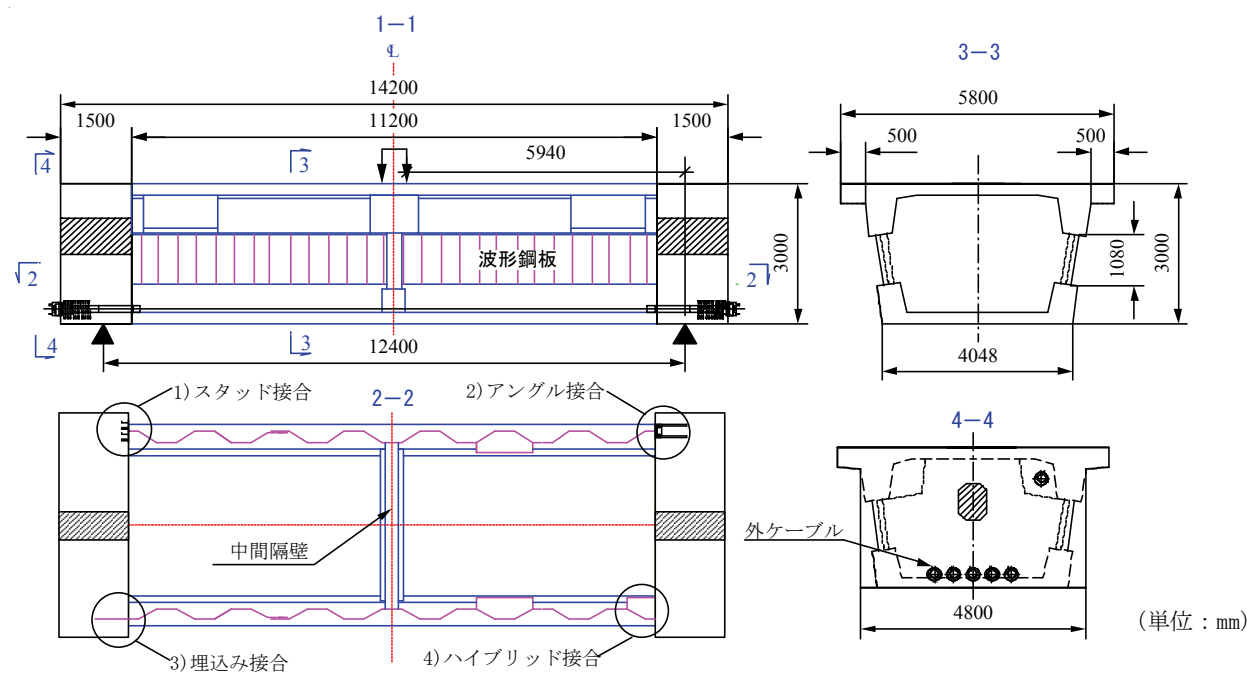


図-2.2.1 実物大供試体概要図

(2) 実験供試体の設計

実験供試体に用いたコンクリートは, 実橋で用いられていた設計基準強度 50N/mm^2 のものをを用いた. 波形鋼板も実橋に合わせ, SM490Y材, 板厚 9mm を用いた. 実験供試体の橋軸方向プレストレス量は, 鉛直荷重載荷前の実験供試体支間中央部の上下縁応力度が実橋における支間中央部の死荷重時応力度と等しくなるように調整した. この条件を満たすため, 下床版に19S15.2を5本外ケーブルとして配置し, それぞれ $3,000\text{kN}$ の緊張力を導入した. このときの曲げ破壊耐力は波形鋼板のせん断降伏耐力より大きい. 具体的には, せん断分担率を考慮して算出した, 波形鋼板のせん断応力度が設計上の降伏強度に達する鉛直荷重が $22,100\text{kN}$ なのに対し, 実験供試体が曲げ破壊耐力に達する鉛直荷重は $28,000\text{kN}$ である.

表-2.2.1 実物大せん断実験供試体材料仕様一覧表

項 目	仕 様
コンクリート	設計基準強度：50 N/mm ² 実験時の実圧縮強度：58 N/mm ²
PC 鋼材	主方向外ケーブル SWPR7B 19S15.2
波形鋼板	SM490Y, 板厚 9mm 基準降伏点応力度：365 N/mm ² 実降伏点応力度：490 N/mm ² (せん断降伏点応力度：283 N/mm ²)
鉄筋	SD345

波形鋼板の実際の降伏点応力度と折曲げ形状から設計要領第二集²⁵⁾に則って式(2.2.1)に示す局部座屈に対するせん断座屈パラメータを算出すると0.79となり、非弾性域での強度（局部せん断座屈が降伏点応力度以下かつ弾性座屈強度以下で発生すると見なされる領域、図-2.2.2参照）が得られ、局部せん断座屈強度は250N/mm²となる。全体座屈に関するせん断座屈パラメータは0.18と全断面降伏後にせん断座屈が生じる領域（せん断降伏が先行して起こると見なされる領域）となっており、全体せん断座屈強度はせん断降伏強度の283N/mm²となる。この値を用い式(2.2.2)²⁵⁾に示す連成座屈を算出すると、連成座屈強度は222N/mm²となる。すなわち、現行の設計計算上はせん断降伏に先立って連成せん断座屈が発生することとなる。ただし、この設計上の仮定は波形鋼板を2つの折り目により単純支持された鋼帯板として取り扱って局部せん断強度を算出している。また、波形鋼板と上下床版との接合は単純支持と仮定しており、コンクリート部材による面外曲げ拘束の影響などは考慮していない。

$$\lambda_s = \sqrt{\tau_y / \tau_{cr,L}^e} \quad (2.2.1)$$

ただし、 λ_s ：せん断座屈パラメーター

τ_y ：せん断降伏点応力度

$\tau_{cr,L}^e$ ：弾性せん断座屈強度

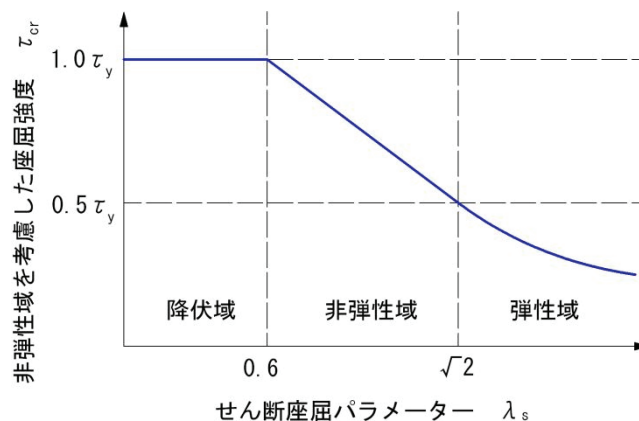


図-2.2.2 非弾性域を考慮したせん断座屈強度

$$\tau_{cr,C} = \tau_{cr,L} \left[1 / \left\{ 1 + (\tau_{cr,L} / \tau_{cr,G})^4 \right\} \right]^{1/4} \quad (2.2.2)$$

ただし、 $\tau_{cr,C}$ ：連成せん断座屈強度

$\tau_{cr,L}$ ：局部せん断座屈強度

$\tau_{cr,G}$ ：全体せん断座屈強度

(3) 載荷概要

実験供試体は実物大としたため、屋外で実験を行った。実験供試体の設計から、波形鋼板がせん断降伏する荷重は最大 22,100kN と想定されたため、図-2.2.3 に示すように地盤等に反力アンカーを設置する必要がない内力的に載荷する手法を採用した。載荷は、能力 15,000kN のジャッキを実験供試体の支間中央部の両方のウェブ上にそれぞれ設置し、鉛直荷重を載荷した。このジャッキは実験供試体上の水平梁に反力を取り、水平梁は斜めに配置された PC ケーブルによって固定されている。また、この斜め PC ケーブルは実験供試体下の軸方向梁の端部にあるコンクリートブロックに定着されている。この部分で鉛直成分は実験供試体の鉛直反力と釣り合い、水平成分は、供試体軸方向に配置した軸方向梁によって抵抗している。このように、載荷装置内部で実験供試体に鉛直力を載荷することで、地盤等への反力アンカーを不要にした。

なお、支点部分には幅700mm、長さ4800mm（横桁幅）、厚さ20mmのネオプレンゴムを支承として敷設し、その上に供試体を設置した。この支点条件が単純支持と同様であることは、後述の立体弾性FEM解析で確認している。

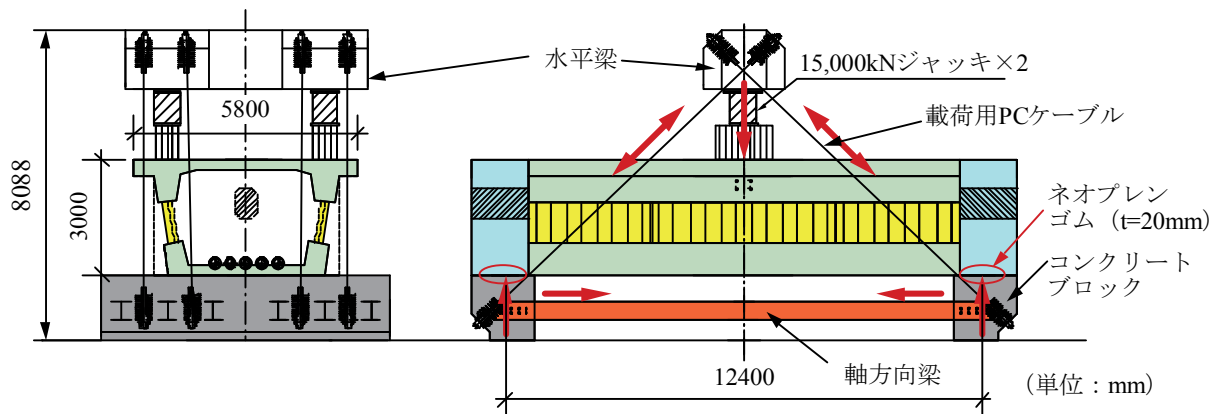


図-2.2.3 実験供試体載荷概要図

(4) 実験結果

a) 結果概要

図-2.2.4 に載荷荷重と支間中央の鉛直変位との関係を示す。なお、載荷荷重は 15,000kN ジャッキの圧力計の示度より算出している。実験に先立ち、載荷用 PC ケーブルのたるみを取り、4 カ所のケーブルの緊張力が同一となるように、載荷用 PC ケーブルに緊張力を与えた。これより、15,000kN ジャッキには載荷前に合計で 4,000kN の荷重が作用した。このため、図-2.2.4 中の実験における載荷荷重 4,000kN までは変位が動いていない。

この図に示されているように、載荷荷重が 12,500kN までは荷重の増加とともに線形的に変位が増加している。この荷重時点で支間中央の下縁に曲げひび割れが確認され、その後、変位の増加量が大きくなっていった。また、荷重の増加に伴い下床版コンクリート部に生じた曲げひび割れが進展し、せん断ひび割れへと移行した。最終的には下床版部のみでなく上床版部にもせん断ひび割れが生じた（図-2.2.5）。この状態においても、波形鋼板にはせん断座屈は発生しなかった。なお、載荷は試験装置の安全性から、22,500kN まで載荷したところで終了した。

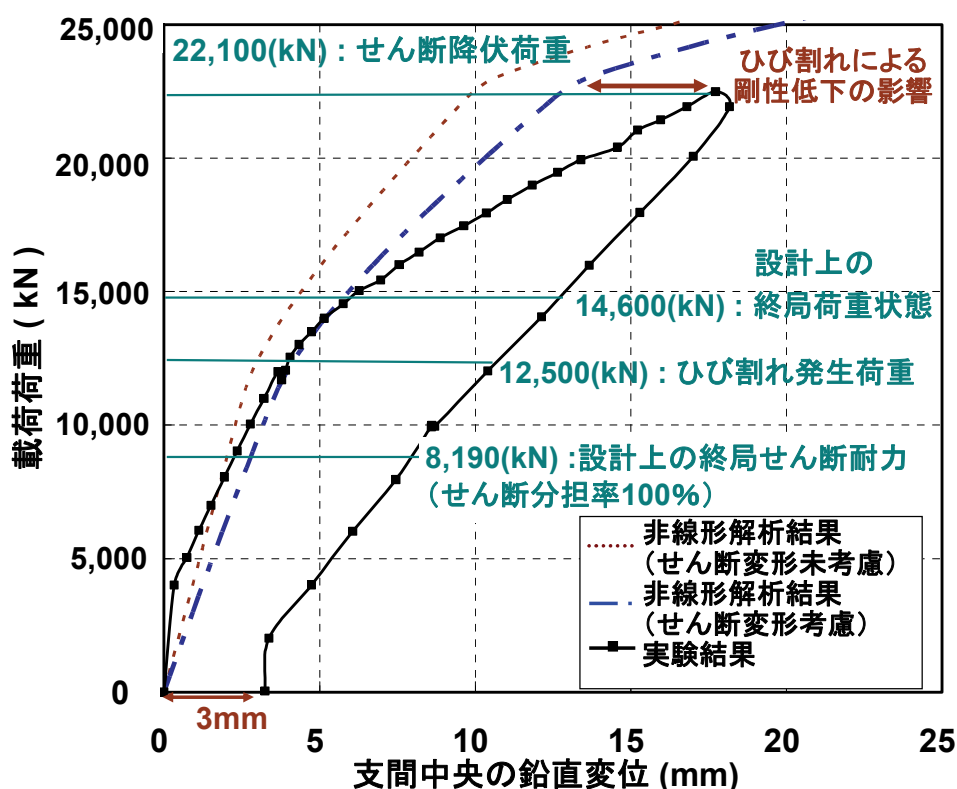
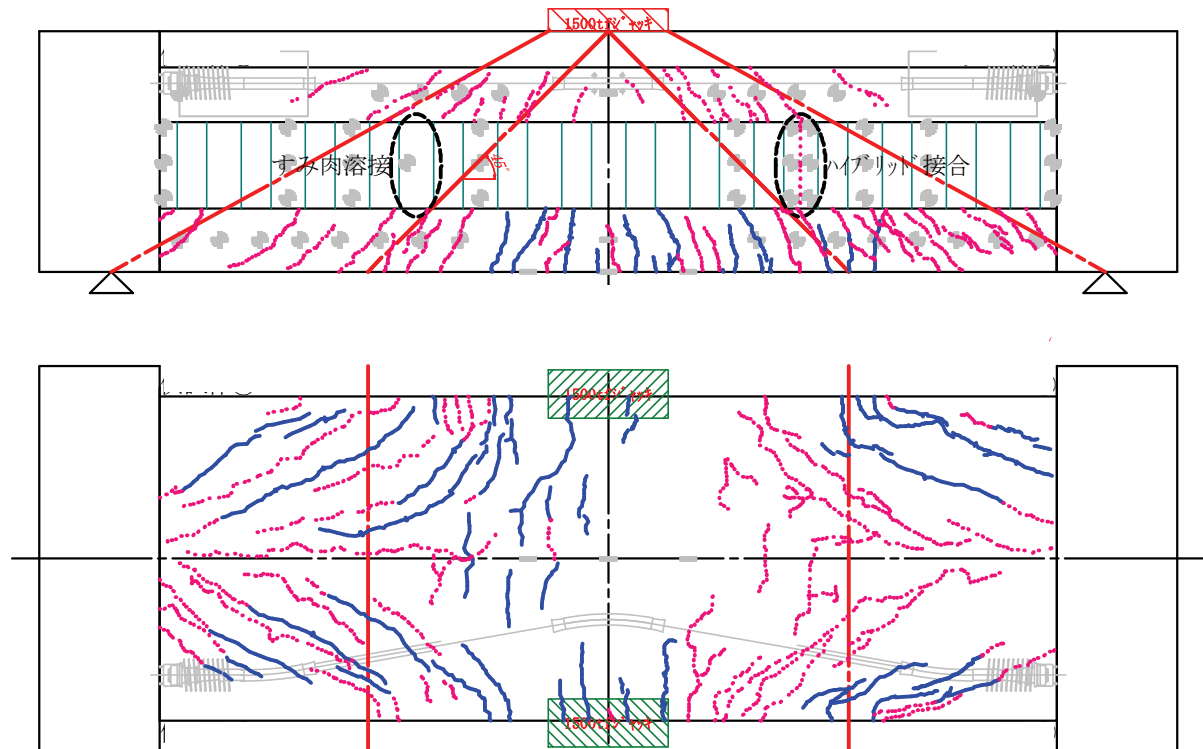


図-2.2.4 実験結果（荷重－変位曲線）



実線：載荷荷重 14,600kN までに生じたひび割れ

破線：22,100kN まで載荷した後、10,000kN まで除荷した時に確認したひび割れ

図-2.2.5 ひび割れ発生状況

b) 曲げ破壊に対する考察

現在の波形鋼板ウェブ橋の設計においては、橋軸方向の軸方向剛性および曲げ剛性にはコンクリート断面のみが寄与するものとして取り扱っている。今回も、その様な観点から図-2.2.6 のように各部材断面をファイバー要素を用いてモデル化した静的非線形解析で解析を行った。なお、この解析において、コンクリートおよび鉄筋、PC 鋼材の応力度－ひずみ関係は図-2.2.7, 8 のように設定した。

一方、波形鋼板ウェブ橋では、せん断変形による鉛直変位を考慮する必要がある。今回はコンクリート部をソリッド要素、波形鋼板部をシェル要素でモデル化した立体弾性 FEM 解析により算出したせん断変形量を、静的非線形解析結果に加えることによって考慮した。その結果を上述の図-2.2.4 中に示す。解析値は、せん断ひび割れが顕著化する 15,000kN 程度まで実験供試体の挙動とよく合致しているといえる。すなわち、実験における載荷荷重 15,000kN 作用時程度のせん断ひび割れ程度では、せん断ひび割れによる剛性低下が顕著化しておらず、ファイバー要素を用いた静的非線形解析で評価が可能といえる。なお、この荷重状態は実橋における終局荷重時³²⁾ ($1.7 \times (\text{死荷重} + \text{活荷重} + \text{衝撃})$) に相当している。

15,000kN を越えた範囲では、解析結果より実験結果の鉛直変位が大きくなる傾向を示している。これはコンクリート部分のせん断ひび割れに起因するコンクリート部の剛性低下と、それに付随するせん断分担率の変化が要因であると考えられる。この要因については次項にて述べる。

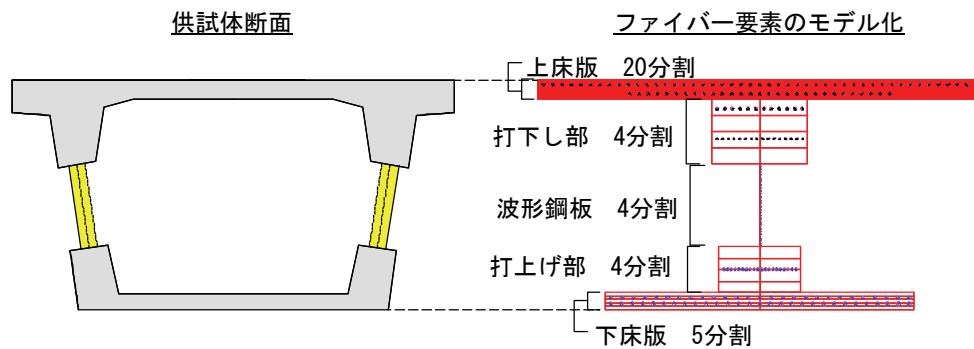


図-2.2.6 非線形解析におけるファイバー要素モデル

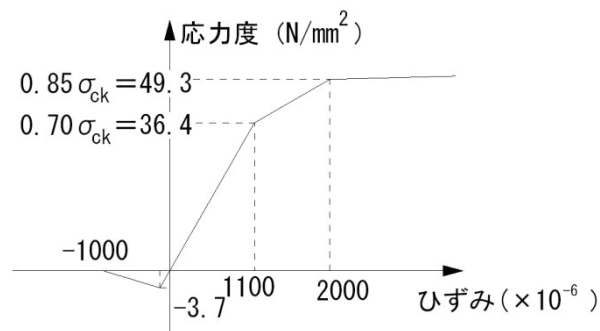


図-2.2.7 コンクリートの応力度－ひずみ関係

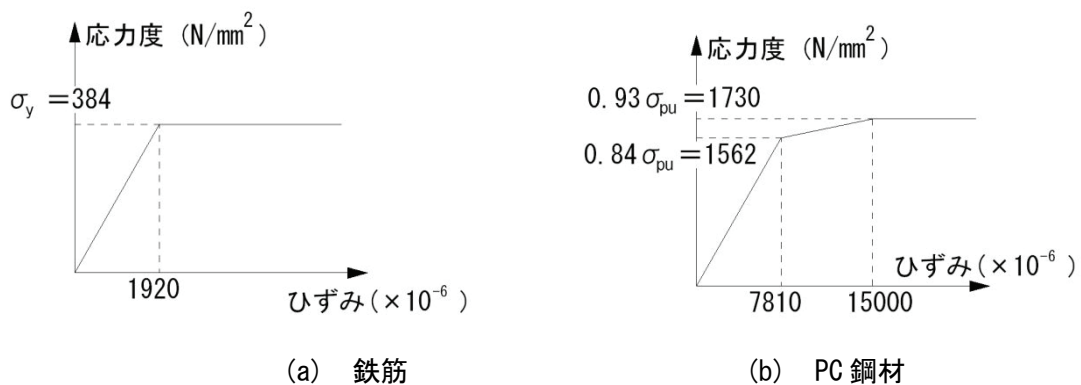


図-2.2.8 鉄筋、PC鋼材の応力度－ひずみ関係

c) セン断に対する考察

現状の波形鋼板ウェブ橋の設計では、終局荷重時の全せん断力を波形鋼板が受け持つものとして設計している。このような仮定の下に、基準降伏点応力度を用いて本実験供試体のせん断耐力を計算すると、8,190kN となる。一方、実際にはコンクリート部分もせん断力を分担するため、波形鋼板との分担率が発生する。

ここで、図-2.2.9 に示す任意の断面を有する曲げ部材において、任意の高さにおけるせん断応力度は断面内の微小要素における直応力のつり合いより、近似的に式 (2.2.3) のように表せるこ

とが分かっている³³⁾。よって、一般的な PC 箱桁橋の場合、断面内のせん断応力度は近似的に図-2.2.10 のような分布を示す。この仮定は平面保持を仮定している波形鋼板ウェブ橋でも成立する。

$$\tau = \frac{S \cdot Q}{b \cdot I} \quad (2.2.3)$$

ただし、 τ ：部材断面に生じるせん断応力度

S ：部材断面に作用するせん断力

Q ：せん断応力度を算出する位置より外側部分の図心軸に関する断面 1 次モーメント

b ：部材断面のウェブ厚

I ：部材断面の図心軸に関する断面 2 次モーメント

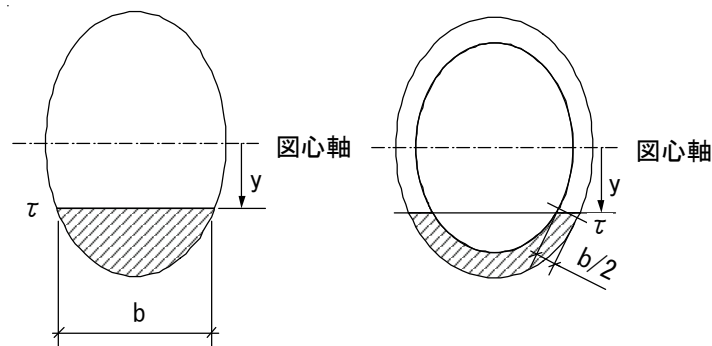


図-2.2.9 曲げ部材の断面内におけるせん断応力度

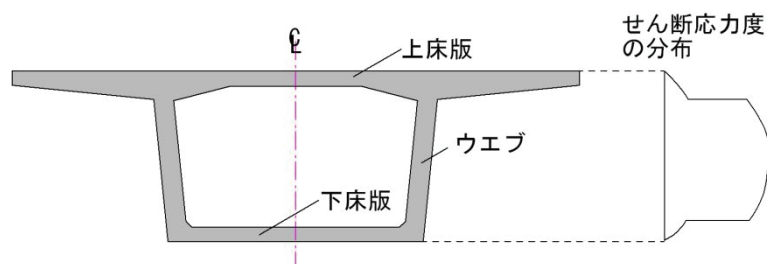


図-2.2.10 PC 箱桁橋のせん断応力度分布

一方、現在の波形鋼板ウェブ橋の設計において、波形鋼板はその波形状よりアコーディオンのような挙動を示すため、軸方向剛性には寄与せず（アコーディオン効果）、せん断力に対してのみ抵抗するとして取り扱っている（図-2.2.11）。すなわち、波形鋼板ウェブ橋の設計においては、以下のような仮定を行っている。

- ・断面の平面保持の仮定は成立する。
- ・波形鋼板部の軸方向剛性は無視する。
- ・せん断力に対しては、波形鋼板は抵抗する。

この仮定の下に、波形鋼板ウェブ橋における断面 1 次モーメントを算出すると、波形鋼板部は

軸方向剛性を考慮しないため一定となる（図-2.2.12）．このことを念頭において式(2.2.3)に着目すると，波形鋼板部はせん断応力度が一定として取り扱えることが分かり（図-2.2.13），波形鋼板部が負担しているせん断力 S_s は式(2.2.4)のように表せる．

$$S_s = \int_{h1}^{h2} \{\tau_s(h) \cdot b_s\} dh = \tau_s \cdot b_s \cdot h_s \quad (2.2.4)$$

ただし， S_s ：波形鋼板が負担しているせん断力

τ_s ：波形鋼板のせん断応力度

b_s ：波形鋼板の厚さ

h_s ：波形鋼板高さ

h ：桁高方向の位置（図-2.2.13 参照）

$h1$ ：波形鋼板の下端位置（図-2.2.13 参照）

$h2$ ：波形鋼板の上端位置（図-2.2.13 参照）

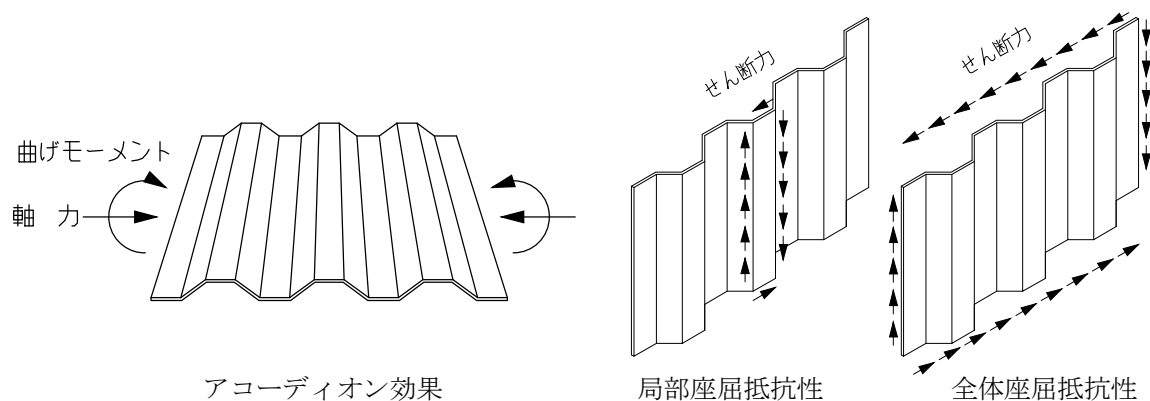


図-2.2.11 波形鋼板の設計における仮定

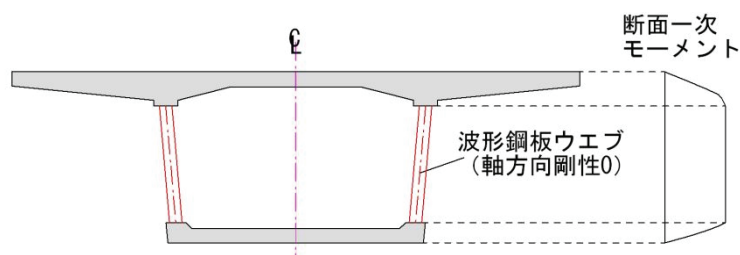


図 2.2.12 対象位置より外側の断面による中立軸周りの断面 1 次モーメントの値

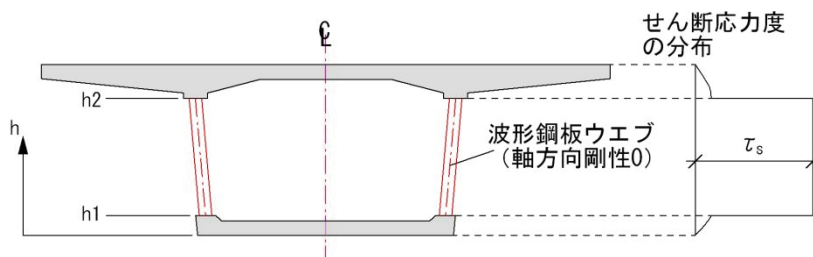


図-2.2.13 波形鋼板ウェブ橋におけるせん断応力度の分布

ここで、全せん断力に対する波形鋼板の分担するせん断力の割合を波形鋼板のせん断分担率 β として表す。式(2.2.3)および(2.2.4)より、波形鋼板部のせん断分担率 β は、式(2.2.5) によって算出できる。

$$\beta = \frac{S_s}{S} = \frac{\tau_s \cdot b_s \cdot h_s}{S} = \frac{S \cdot Q}{b_s \cdot I} \times \frac{b_s \cdot h_s}{S} = \frac{Q \cdot h_s}{I} \quad (2.2.5)$$

なお、波形鋼板のせん断分担率が上記によって表せるのは、波形鋼板がアコーディオン効果を有する一方、せん断力には抵抗するという波形鋼板特有の性質が仮定できるときに限定されるが、実橋における載荷実験により、波形鋼板ウェブ橋は実用上問題ない範囲でアコーディオン効果、平面保持の仮定が成立していることが確認されている²⁴⁾。

式(2.2.5)を用いて、本実験供試体の波形鋼板のせん断分担率をコンクリート全断面が有効として算出した値は 43%である。一方、立体 FEM 解析での 1/4 支間断面の波形鋼板に作用しているせん断力を積分し、全載荷荷重との比率をとって算出したせん断分担率は 37%である。ここで、この立体 FEM 解析で求めたせん断分担率を考慮し、本実験供試体の波形鋼板がせん断降伏する荷重を算出すると、22,100kN となる。すなわち、波形鋼板のせん断分担率を考慮することで、せん断降伏荷重に約 2.5 倍の差異が生じることとなる。

実験結果では、設計計算上の終局せん断耐力である 8,190kN、さらには波形鋼板の実降伏点応力度を考慮した設計せん断耐力である 10,994kN の段階では波形鋼板などに変状は見られず弾性範囲内で推移した。その後も実験供試体に変状は確認されず、波形鋼板のせん断分担率も同様であった。ひび割れが目視で確認された 12,300kN 以降に徐々に波形鋼板のせん断分担率が上昇し、最終的には直線的にせん断分担率が増加する傾向を示した（図-2.2.14）。これは、載荷荷重が 12,500kN 程度になった段階でコンクリート部にひび割れが発生し、その後も荷重の増加に伴ってひび割れが進展したことに起因すると考えられる。すなわち、ひび割れ進展によりコンクリート部分の見かけの剛性が低下し、これに伴い波形鋼板に対するコンクリート部のせん断剛比が低下したため波形鋼板のせん断分担率が増加したものと考えられる。なお、実験における波形鋼板のせん断分担率は、1/4 支間断面の波形鋼板に設置した 3 軸ひずみゲージから波形鋼板のせん断力を算出し、載荷荷重との比によって算出した。

このことから、波形鋼板とコンクリート部分とのせん断力の分担は、それぞれのせん断剛性に寄与するものと考えられ、波形鋼板ウェブ橋に作用する荷重がひび割れ発生荷重以上に増加していくとコンクリート部にひび割れが発生するとともにそのみかけの剛性が低下し、せん断力の分担は波形鋼板に移行していくといえる。

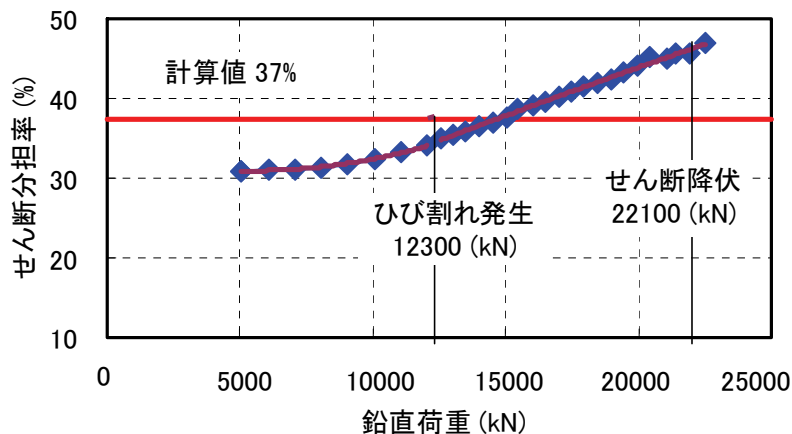


図-2.2.14 波形鋼板のせん断分担率の変化

本実験では、実験設備の関係から 22,500kN までの載荷となったが、この載荷荷重は全断面有効という条件の下で算出したせん断分担率（37%）を考慮し、波形鋼板が連成せん断座屈強度に至る荷重である 23,300kN より小さい。しかし、実際にはせん断分担率は図-2.2.10 に示すように増加しており、載荷荷重 22,500kN の時のせん断分担率 46%を用いて算出し直すと、連成座屈荷重は 18,800kN となり、実際の材料強度を用いて現行の設計計算手法から算出した座屈荷重より大きな荷重を載荷したことになる。波形鋼板のせん断応力度に着目すると、実際には 19,500kN の載荷荷重点から支間長の 1/4 点付近上部の波形鋼板が座屈強度に達していた（図-2.2.15）。最終的に上述部の波形鋼板には、せん断降伏点応力度 283N/mm^2 を超える応力度 290N/mm^2 が発生していたが、外見上、せん断座屈のような挙動は認められなかった。

ここで、現行の設計手法では波形鋼板はせん断降伏よりせん断座屈が 2 割程度低い載荷荷重で起こることになっていたが、実際にはせん断降伏するまで波形鋼板は座屈しなかった。これは、コンクリート製の上下床版による拘束や座屈耐力を算出する際の波形鋼板の支持条件の違いなどに起因するものと考えられる。

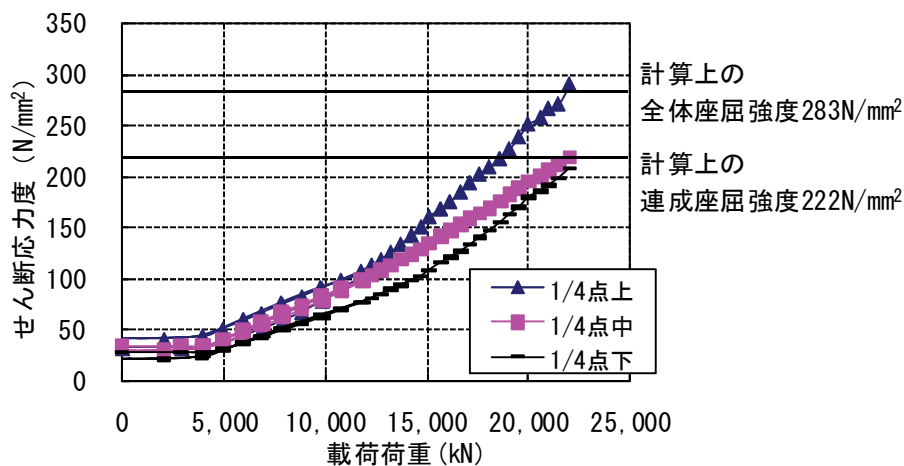


図-2.2.15 1/4 点の波形鋼板のせん断応力度

2.2.3 1/2 モデルによるせん断実験

(1) 実験供試体の設計

前述の実物大せん断実験では、コンクリート部にひび割れが発生するに従って波形鋼板のせん断分担率が増加していくことが確認された。しかし、実験装置の関係から、波形鋼板が降伏した後の挙動を把握することはできなかった。このため、実橋の 1/2 の実験供試体を製作し、波形鋼板の降伏以降の挙動を検討した。なお、鋼部材は組成的に均一の材料であり、溶接部などの局部応力に関する挙動以外は寸法効果はないと考えられる。また、波形鋼板部と接合している上下床版の接合部はせん断補強筋によって補強されているが、このようにせん断補強筋によって補強されたコンクリート部材においては、1/2 程度の寸法の違いでは明確な寸法効果の影響は生じないことが明らかとなっている³⁴⁾。

実験供試体は前回と同じく、山陽自動車道 小犬丸川橋の支間中央断面を基本とし、以下の変更を行った。

- 1) 縮尺を 1/2 とする。
- 2) 張出床版長を 250mm（実橋相当で 500mm）とする。
- 3) 波形鋼板のせん断分担率を大きくするため、コンクリートのウェブ部分を極力小さくする。
- 4) 斜めウェブへの展開²¹⁾も考慮し、ウェブの傾きを大きくする（約 17 度）。
- 5) 終局時のせん断破壊挙動を把握するため、曲げ破壊耐力をせん断破壊耐力の約 2 倍となるように補強する。
- 6) 支間長は 6.20m とし、せん断支間比 a/d を 1.77 とする³⁵⁾。

波形鋼板には板厚 6mm の SM400A 材を使用し、せん断分担率を考慮して算出した波形鋼板のせん断降伏耐力を 6,000kN 程度（載荷荷重）となるように設定した。また、この 2 倍の曲げ破壊耐力を確保するために、下床版に内ケーブルとして 12S15.2 を 3 本配置し、それぞれ 1,500kN の緊張力を導入した。この結果、曲げ破壊耐力 12,000kN（載荷荷重）を確保した。

ここで、実物大のせん断実験と同様に、設計要領第二集²⁵⁾に則り鋼板の実降伏点応力度を用いて波形鋼板のせん断座屈パラメータを算出した。局部せん断座屈に対するせん断座屈パラメータは $\lambda_s = 0.50$ 、全体せん断座屈に対しては $\lambda_s = 0.27$ であり、いずれも 0.6 より小さいため、本実験供試体はせん断降伏が先行するせん断座屈モードを示すような設定といえる。なお、式 (2.2.2) を用いて算出した連成座屈強度は 159 N/mm^2 である。

実験供試体の概要図を図-2.2.16 に示す。また、用いた材料の一覧を表-2.2.2 に示す。本実験の載荷方法は前回と同じく内力法によるものとした（写真-2.2.1）。

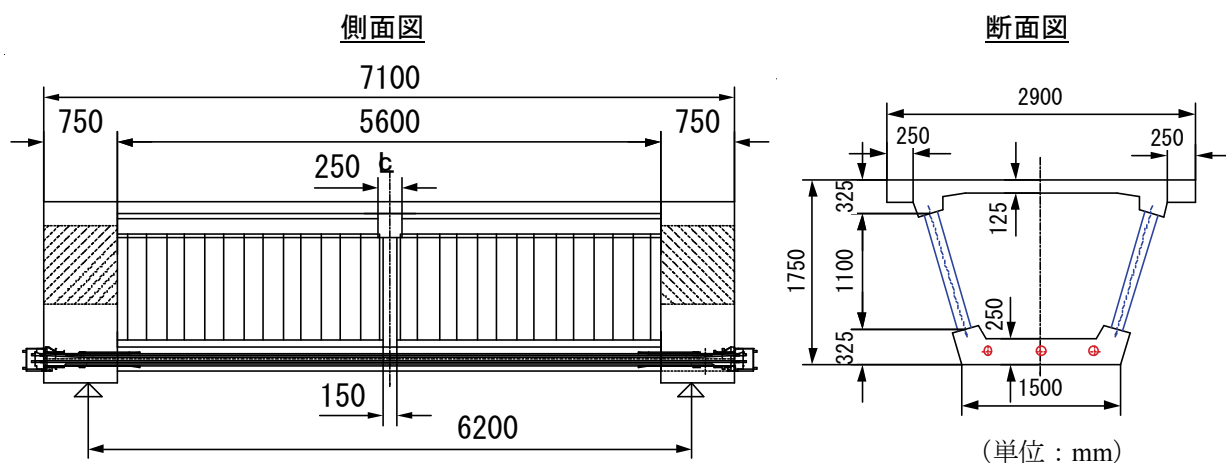


図-2.2.16 1/2 実験供試体概要図

表-2.2.2 1/2 実験供試体材料仕様一覧表

項 目	仕 様
コンクリート	設計基準強度 40 N/mm ² 実験時の圧縮強度 58.6 N/mm ²
PC 鋼材	主方向内ケーブル SWPR7B 12S15.2
波形鋼板	SM400A 板厚 6mm 基準降伏点応力度 245 N/mm ² 実降伏点応力度 305 N/mm ² (せん断降伏点応力度 176 N/mm ²)
鉄筋	SD345 降伏強度：386 N/mm ²



写真-2.2.1 1/2 模型実験状況

(2) 実験結果

a) 破壊状態の概要

載荷荷重と支間中央部の鉛直変位の関係を図-2.2.17 に示す。載荷荷重 3,000kN において、支間中央部の下縁に曲げひび割れが観察された。このひび割れ荷重は、事前解析として行った立体弾性 FEM 解析（コンクリート部をソリッド要素、波形鋼板をシェル要素でモデル化）において、支間中央部のコンクリート下縁の応力度が引張強度である 3.6N/mm² となる荷重 3,046kN とほぼ

等しい値である。その後、荷重の増加に対する鉛直変位の増加度合いが大きくなる傾向が見られた。現行設計上のせん断終局耐力である、波形鋼板のせん断分担率を 100%としたときの波形鋼板がせん断降伏する荷重 3,723kN では、コンクリートのひび割れの進展は認められるものの、外観上、波形鋼板には変状は認められなかった。一方、コンクリートの全断面を有効として算出した波形鋼板のせん断分担率は 71%であり、その分担率と実際の波形鋼板の降伏点応力度を用いて算出した波形鋼板のせん断降伏荷重は 6,500kN である。実際の載荷荷重がこの値に達すると、波形鋼板に貼り付けた 3 軸ひずみゲージのうち、最も大きい値を示していた 1/4 支間断面における桁高中央部の計測値がせん断降伏ひずみに達した（図-2.2.17）。

さらに載荷を続けたところ、波形鋼板にせん断座屈に伴う変形が徐々に発生し、載荷荷重の増加はほとんど認められず、鉛直変位のみが増加する挙動を示した。そして、載荷荷重が 7,500kN に達した段階から、載荷荷重が減少し始め、両ウェブの波形鋼板に顕著な座屈変形が認められた（写真-2.2.2）。その後、載荷荷重は 6,250kN を推移し、鉛直変位の増加のみが確認された。最終的に鉛直変位が 30mm になった段階で載荷を終了した。

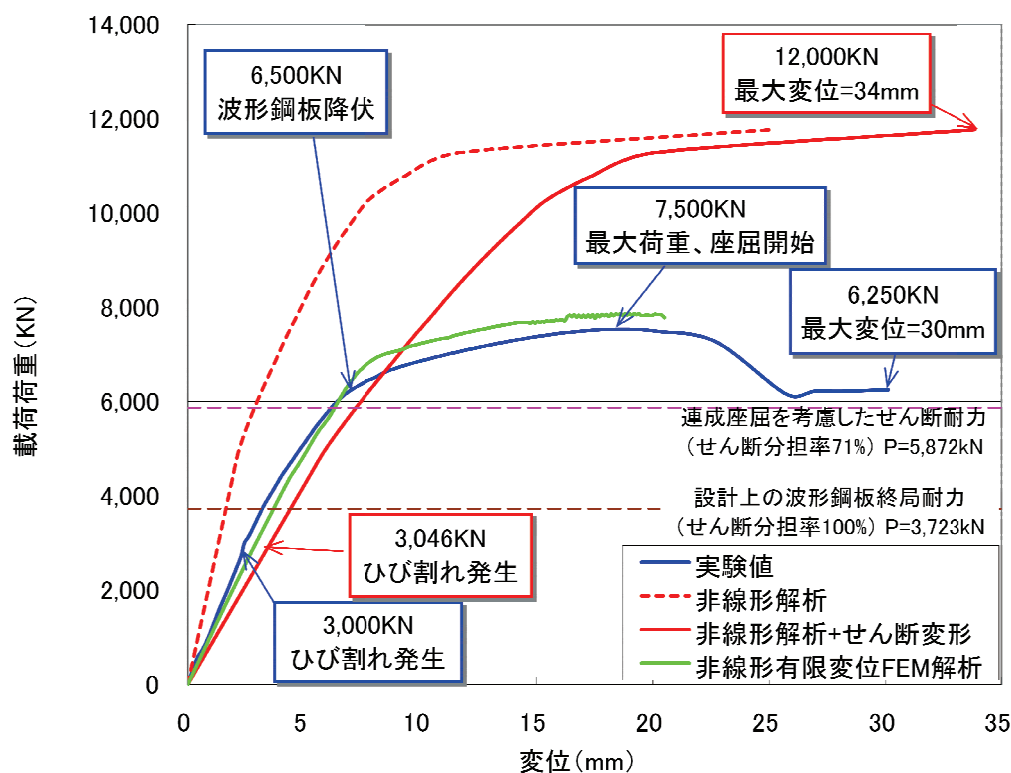


図-2.2.17 荷重－変位曲線



写真-2.2.2 せん断座屈状況

本実験で認められた波形鋼板のせん断座屈は、既往の研究において実施された波形鋼板のみのせん断座屈実験結果³⁶⁾などと大きく異なり、緩やかに進行していくことが明らかとなった。すなわち、4 辺をコンクリートで囲まれた波形鋼板ウェブでは、コンクリート部の拘束効果によりそのせん断座屈挙動は緩やかに進展し、鋼板のみのせん断座屈に見られるような脆性的な破壊は起こさないことが確認された。

なお、図-2.2.17 に示した非線形解析とは図-2.2.6 と同様に、断面のコンクリート部を 20 層に分割したファイバー要素を用い、コンクリート、鉄筋および PC 鋼材を図-2.2.7, 8 と同様（ただし、材料強度は表-2.2.2 の値を使用）に非線形材料としてモデル化した材料非線形性、および解析の各段階で変形後の位置に座標更新を行う幾何学的非線形性を考慮した解析の結果である。ただし、この解析はあくまで曲げ挙動に着目した解析であり、波形鋼板のせん断降伏などは考慮できない。非線形+せん断変形とは、この非線形解析の結果にコンクリート部をソリッド要素、波形鋼板をシェル要素でモデル化した立体弾性 FEM 解析により算出したせん断変形量を加算したものである。非線形有限変位 FEM 解析とは、上記の複合非線形性を考慮するとともにコンクリート部をソリッド要素、波形鋼板部をシェル要素として取り扱い、波形鋼板のせん断座屈をも考慮できるようにした解析結果である³⁷⁾。

この図より、波形鋼板がせん断降伏するまでの領域においては、通常の設計で用いられるファイバーモデルを用いた非線形解析と弾性 FEM 解析との組み合わせでも十分実橋の挙動を評価できることがわかる。さらに、非線形有限変位 FEM 解析を用いることにより、実橋の波形鋼板のせん断降伏による変形挙動まで評価できるといえる。

b) せん断分担率の評価

前述の実物大せん断実験では、コンクリート部のひび割れの進展と共に波形鋼板のせん断分担率が増加していくことが確認された。一方、1/2 供試体では、せん断耐力に対して、曲げ破壊耐力を 2 倍程度に設定したため、波形鋼板がせん断降伏するまで、コンクリート部には大きなひび割れは生じなかった。このため、コンクリート部の見かけのせん断剛性の低下はほとんど起こらず、波形鋼板が降伏するまで、ほぼ一定のせん断分担率となった。さらに、波形鋼板が降伏した载荷

荷重6,500kNの後には、それ以上波形鋼板がせん断力を負担することができないため、コンクリート部が載荷荷重の増加分をすべて負担することとなり、この結果、波形鋼板のせん断分担率が直線的に低下する結果となった。

また、波形鋼板のせん断座屈は波形鋼板が降伏した後に徐々に進行したが、前述のようにその進行度合いは遅く、せん断座屈による波形鋼板の顕著な面外変形が見られた最大荷重 7,500kN から波形鋼板の剛性低下が明確化し、波形鋼板のせん断分担率の低下も大きくなった（図-2.2.18）。なお、図-2.2.14 に示している波形鋼板のせん断分担率は、支点と載荷点の中間点（1/4 支間点）に設置した波形鋼板の 3 軸ひずみゲージより、この断面における波形鋼板の作用せん断力を算出し、全載荷荷重との比率を取ることで算出したものである。1/4 支間点では高さ方向にひずみゲージを 5 点貼付したが、その分布はほぼ一様であった（図-2.2.19）。

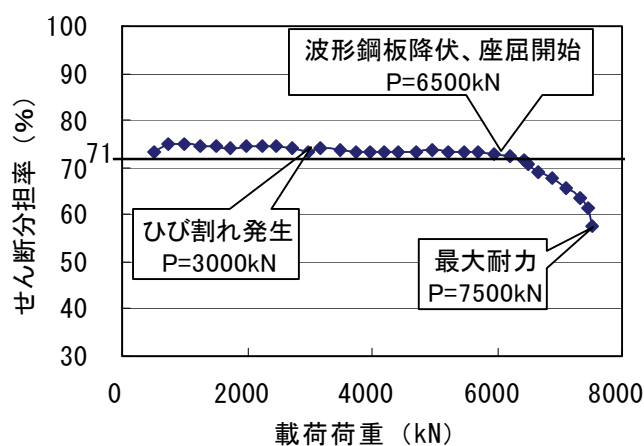


図-2.2.18 1/2 模型における波形鋼板のせん断分担率の変化

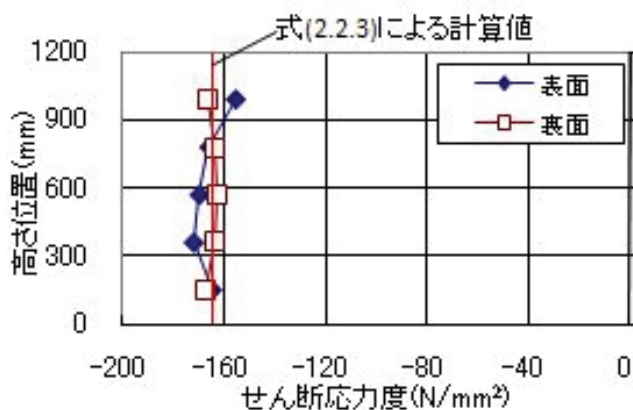


図-2.2.19 載荷荷重6000kNにおける波形鋼板のせん断応力度の鉛直分布

c) 接合構造の合成度について

本実験供試体では、波形鋼板とコンクリート床版との接合構造として、スタッドジベルとアングル接合の2タイプを用いた（図-2.2.20）。ここで、1/2 供試体では載荷荷重3,000kNにおいて

コンクリート床版部にひび割れが発生し、その後も曲げひび割れが進展していった。

一方、接合部におけるコンクリート部と波形鋼板部との橋軸方向の水平ずれ変位は、両接合部とも7,000kNまで最大で0.2mmと、ごく微少なずれ変位量であった。また、波形鋼板がせん断座屈した後もそのずれ量は最大で0.4mm程度（鉛直変位30mmの時）であり、構造系全体として問題となるずれ変形は発生しなかった（図-2.2.21）。

このことより、コンクリート部のひび割れの進展に伴う接合部の合成度の低下は大きくなく、解析において剛結として扱っても問題ないと考えられる。なお、本論文の全解析は、接合部を剛結としてモデル化している。

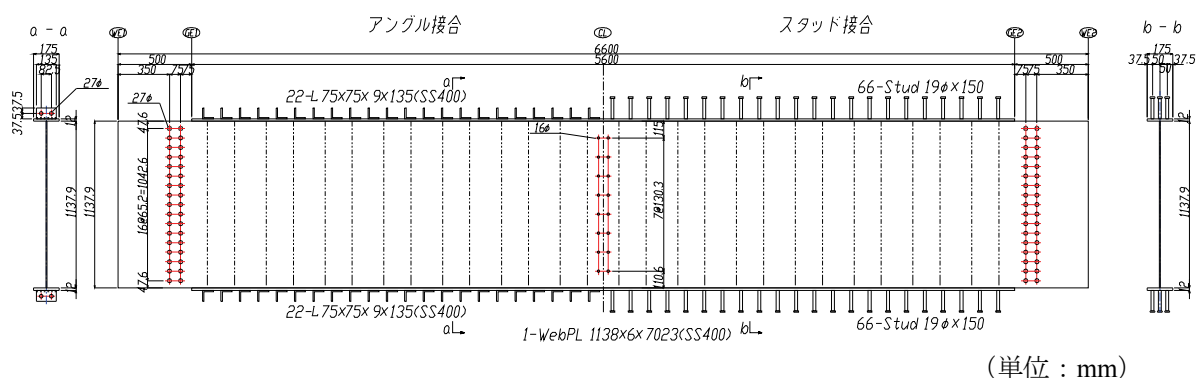


図-2.2.20 接合部構造図

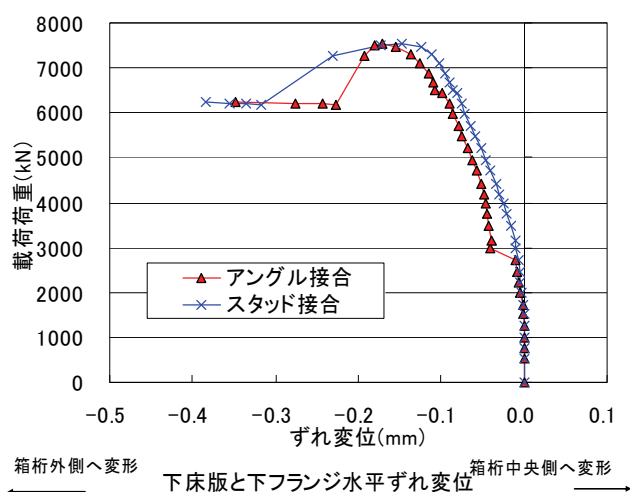


図-2.2.21 波形鋼板とコンクリート部のずれ変形

2.2.4 せん断分担率に関する考察

上記2体の実験より、波形鋼板ウェブ橋のせん断分担率を考える場合、コンクリート部、波形鋼板部それぞれの性状を把握することが重要だといえる。ここで、実際の橋梁におけるコンクリ

ート部の橋軸方向補強鉄筋量及び PC 鋼材量は実物大の実験供試体に近い。すなわち、実橋においては荷重が増加していくに従って、コンクリート部にひび割れが発生、進展していく。これはコンクリート部の見かけのせん断剛性の低下を引き起こし、結果的に波形鋼板のせん断分担率が増加することとなる。さらに荷重が増加すると、多くのせん断力を分担していた波形鋼板部がせん断降伏に至り、波形鋼板が分担できるせん断力が一定になる。すなわち、それ以降に増加した鉛直荷重分はすべてコンクリート部が受け持つことになり、結果的に波形鋼板のせん断分担率は徐々に減少することになる。さらに載荷を続けると、波形鋼板はせん断座屈をおこし、急激にその剛性が低くなる。これに伴い波形鋼板が負担していたせん断力がコンクリート部へ移行すると考えられる。すなわち、図-2.2.22 に示すように波形鋼板のせん断分担率は鉛直荷重（せん断力）の増加に伴い、以下の順序で推移する。

- 1) コンクリート部が健全な範囲である一定区間
- 2) その後、荷重の増加によるコンクリート部のひび割れの進展に伴う増加区間
- 3) さらに荷重の増加によって波形鋼板がせん断降伏をおこし、波形鋼板のせん断分担率は相対的に減少していく漸減区間
- 4) 最終的に波形鋼板がせん断座屈をおこし、その剛性が失われることに起因する減少区間

ここで、コンクリートのひび割れにより波形鋼板のせん断分担率は上昇するが、コンクリート部の剛性が完全になくならない限り、その分担率が 100%になることはあり得ない。また、4 辺をコンクリートで囲まれた波形鋼板のせん断座屈はゆるやかに進展すること、通常、鋼板には後座屈強度が存在することなどから、4) の減少区間においても急激に 0 になることはないと考えられる。

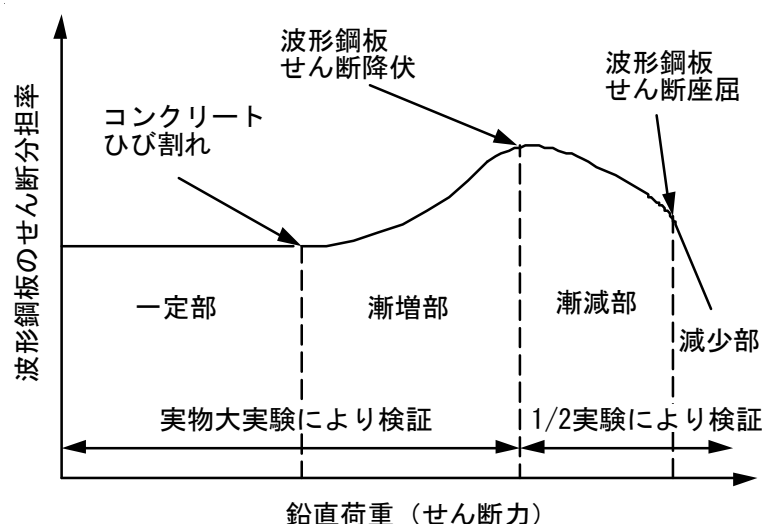


図-2.2.22 せん断分担率の変化の概念図

2.2.5 セン断に対する設計手法に関する提案

(1) 提案の背景

実際の橋梁では曲げ破壊耐力と波形鋼板のせん断耐力との大小関係でせん断分担率の変化度合いが変わると考えられる。ここで、道路橋示方書 III コンクリート橋編³²⁾に沿って設計されるコンクリート橋梁において、橋軸方向の PC 鋼材量および鉄筋量は、設計荷重時に許容応力度を満足するために必要となる量と終局荷重時の曲げ破壊耐力を満足するために必要な量とをそれぞれ算出し、どちらか多い方を配置する（耐震設計の照査は別途必要）。一般的には設計荷重時の設計で必要となる量で配置量が決まり、曲げ破壊耐力に対しては比較的余裕があることが多い。このとき、終局荷重作用時にはまだコンクリート部に健全な部分が残っており、波形鋼板のせん断分担率は最大せん断分担率（コンクリート部が破壊する直前の剛性が最も小さくなったときの分担率）までたどり着いていないことになる。

一方、波形鋼板は終局荷重時のせん断耐力から板厚が決定されることが一般的であり、設計上のせん断破壊耐力は終局荷重時のせん断力に対してあまり余裕がないことになる。すなわち、このような橋梁においては波形鋼板のせん断分担率は終局荷重時あるいは終局せん断耐力に達する荷重状態まで飛躍的に増加することはないと考えられる。

ここで、現在の波形鋼板ウェブ橋の設計においては、作用するせん断力を 100%波形鋼板が受け持つものとして設計している。しかし、実際には波形鋼板とコンクリート部はせん断をそれぞれ分担し、終局荷重作用時付近においては波形鋼板のせん断分担率は増加するものの、前述のように 100%までには達していないものと思われる。このことより、今後はこのせん断分担率を考慮した設計を行うことにより、より経済的な設計が行えるといえ、この手法について提案する。

(2) 波形鋼板部の設計手法についての提案

実物大のせん断実験において、最大荷重時のひび割れ性状は図-2.2.5に示したように支間の1/4 点付近で下床版を貫通している。この挙動はファイバーモデルを用いた非線形解析でも同様の結果を得ている（図-2.2.23）。

ここで、この1/4 点位置でひび割れ部分は軸方向鉄筋とPC鋼材のみが剛性を持つとし、断面諸元を算出すると表-2.2.3のようになる。この値を用い、前述の波形鋼板のせん断分担率 β 算出式(4)を用いてせん断分担率を算出すると、全断面有効時で43%、最大荷重時で58%となり、その増加比率は1.35倍であった。また、実験より得られたせん断分担率はそれぞれ35%、46%、増加比率は1.31倍であり計算値とほぼ同等の増加比率である。

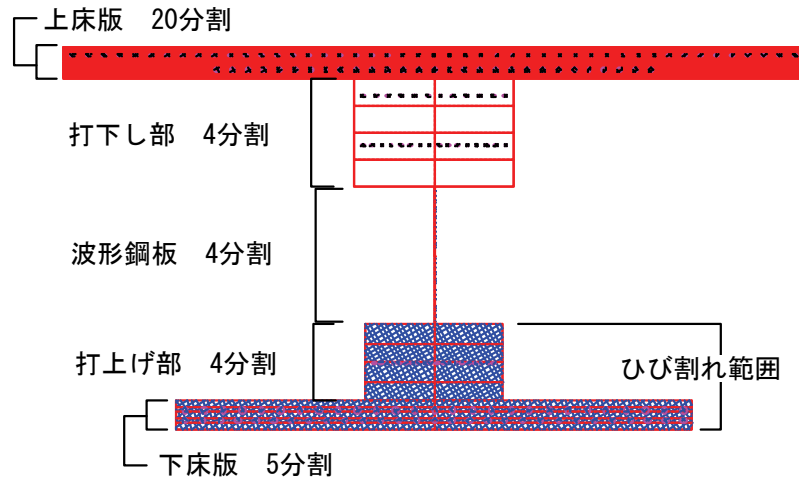


図-2.2.23 非線形解析におけるひび割れ範囲（実物大せん断実験供試体，1/4 点位置）

表-2.2.3 実物大実験供試体での剛性変化

	全断面有効	最大荷重時（ひび割れ後）
ひび割れ深さ	0	1.90m
断面2次モーメント	5.660m ⁴	1.017m ⁴
断面1次モーメント	2.254m ³	0.544m ³
ウェブ高	1.080m	1.080m
波形鋼板のせん断分担率（計算値）	43%	58%
波形鋼板のせん断分担率（実測値）	35%	46%

上記の計算値は実験での実測値に比べ大きいですが，計算式は断面のみの剛性から算出しているのに対し，実際は端支点横桁などの影響もあるためと思われる．特に実物大の供試体は上下床版および端支点横桁の剛性が波形鋼板に対して相対的に大きく，上下床版，中間横桁および端支点横桁からなるラーメンフレーム構造としての挙動を示してせん断力を分担している効果もあるためと考えられる．なお，計算上の波形鋼板のせん断分担率が実際より大きいことは，波形鋼板の設計においてせん断分担率を見込む際には安全側となる．

同様に，1/2 実験供試体において算出した結果を表-2.2.4に示す．この結果からわかるように，本実験供試体はせん断破壊を先行させるため，下床版に曲げ補強用鋼材（内ケーブル，鉄筋）が多く配置され，この結果，波形鋼板が降伏応力度に至った約6,000kNにおけるひび割れ（下床版部をすべて貫通）が発生した後もせん断分担率は73%から71%と，ほぼ同一の値を取ると算出される．ここで，実験における波形鋼板のひずみ計測より算出したせん断分担率も載荷前で73%，波形鋼板のせん断降伏直前で72%と，ほぼ計算値と同様の値を示している．本供試体は実物大供試体と比較して上下床版およびそこからの打下し部が小さく，ラーメンフレームとしての全体剛性が実物大実験供試体と比較して小さいために計算値と実験値が近い値を示したものと考えられる．

これらのことから，ファイバーモデルを用いた非線形解析によりひび割れ発生状況を算出し，

ひび割れを考慮した剛性より算出したせん断分担率によってひび割れ後のせん断分担率（ひび割れによるせん断分担率の変化）を算出する今回の手法は実用上問題ないといえる．すなわち，この手法を用いることで，波形鋼板がせん断降伏あるいはせん断座屈する直前の状態まで波形鋼板を設計するためのせん断分担率を実用上問題ない精度で算出することが可能となる．よって，実際の設計においても前述の手法により終局荷重時のせん断分担率を算定することが可能で，式(2.2.6)を用いて波形鋼板の板厚を算出することで，現在の設計手法より合理的な設計が行えると考えられる．

表-2.2.4 1/2 実験供試体での剛性変化

	全断面有効	6000kN載荷時（ひび割れ後）
ひび割れ深さ	0	0.325m
断面2 次モーメント	0.528m ⁴	0.147m ⁴
断面1 次モーメント	0.349m ³	0.095m ³
ウェブ高	1.100m	1.100m
波形鋼板のせん断分担率（計算値）	73%	71%
波形鋼板のせん断分担率（実測値）	73%	72%

$$\tau = \frac{S \cdot \beta \cdot \gamma_s}{h_s \cdot t} \leq \tau_{cr} \quad (2.2.6a)$$

$$\beta = \frac{Q' \cdot h_s}{I'} \quad (2.2.6b)$$

ただし， τ ：波形鋼板ウェブに作用するせん断応力度

S ：終局荷重時の作用せん断力

β ：せん断分担率

γ_s ：せん断分担率に関する安全係数

h_s ：波形鋼板の高さ

t ：波形鋼板の板厚

τ_{cr} ：波形鋼板のせん断降伏強度とせん断座屈強度のうち小さい値

Q' ：終局荷重時の断面1 次モーメント

I' ：終局荷重時の断面2 次モーメント

ここで，断面1 次モーメント Q' および断面2 次モーメント I' はファイバーモデルを用いた非線形解析により，ひび割れ部のコンクリート断面を無視し，その部分に配置している鉄筋とP C鋼材を考慮して求めた剛性を用いる．また，せん断分担率に関する安全係数に関しては，非線形解析を用いて算出していることおよび実構造物における波形鋼板のせん断座屈挙動が脆性的な破壊でないことなどを考慮して，通常的安全係数と同程度の値で良いと考えられ，各々の設計実施時に決定すればよい．

2.2.6 セン断分担率を考慮した試設計

波形鋼板のせん断分担率を考慮することの効果を検証するため、図-2.2.24、25に示す橋梁においてせん断分担率を考慮しない場合と考慮した場合の比較検討を行った。検討では、波形鋼板の材質としてSM490Y材を用いることとし、対象橋梁の設計結果におけるせん断力に対して必要板厚を算出した。通常、波形鋼板ウェブ橋の設計においては、通常のPC橋の設計と同様、設計荷重時の検討と終局荷重時の検討を行う。本検討においても設計荷重時の許容せん断応力度の検討と終局荷重時のせん断耐力（せん断座屈耐力）の照査によって波形鋼板の必要板厚を選定した。

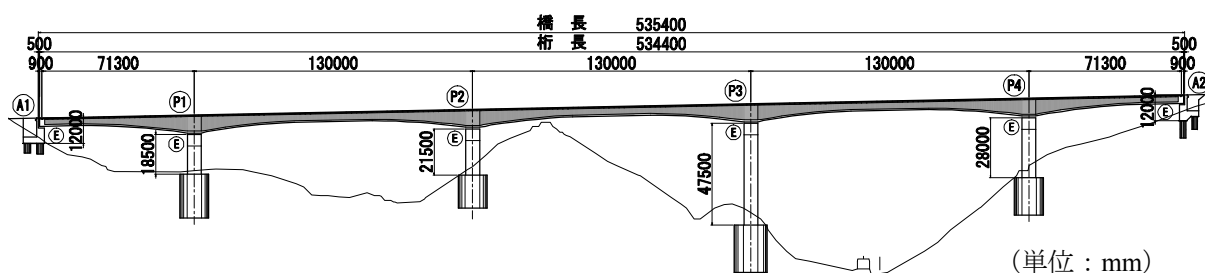


図-2.2.24 検討対象橋梁側面図

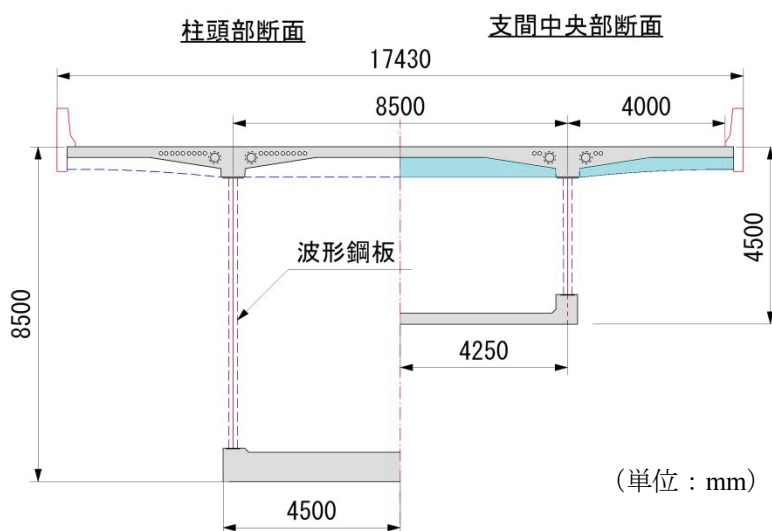


図-2.2.25 対象橋梁の断面図

<対象橋梁の概要>

- ・ 構造形式：5径間連続波形鋼板ウェブ箱桁橋
- ・ 橋 長：535.40m
- ・ 支間割り：71.30+3@130.0+71.30m
- ・ 幅 員：総幅員17.4330m，有効幅員16.50m
- ・ 荷 重：B活荷重

せん断分担率を考慮しない（作用せん断力すべてを波形鋼板が受け持つとする）場合、図-2.2.26に示すように必要板厚は連成座屈耐力を確保するために決定され、柱頭部付近で最大板厚22mmが必要となった。また、支間中央部付近は作用せん断力が小さいため、必要板厚は小さくなるが、通常の橋梁と同様、最小板厚を9mmとした。これらより波形鋼板の製作重量を算出すると721tとなった。

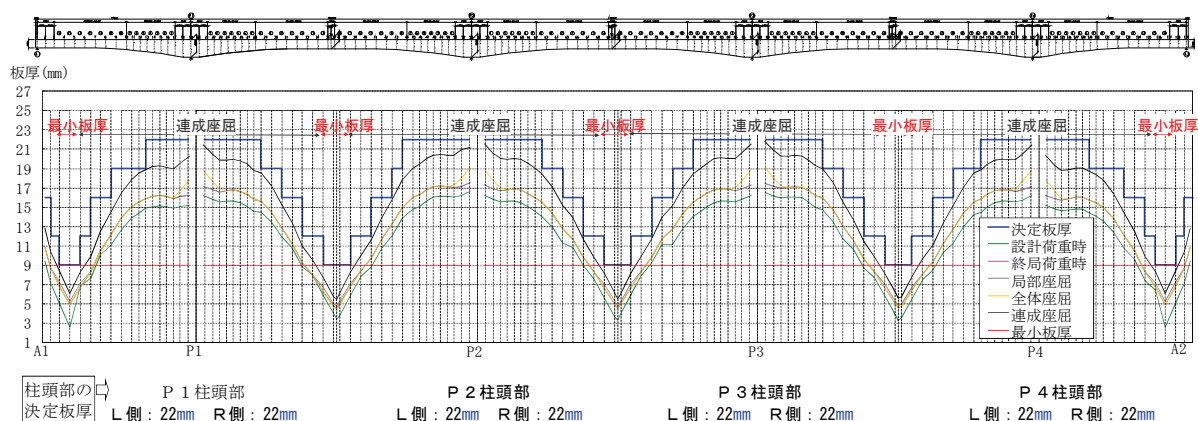


図-2.2.26 せん断分担率を考慮しない場合の波形鋼板板厚

次に、対象橋梁のせん断分担率を検討するため、ファイバーモデルを用いた非線形解析を行い、終局荷重時のひび割れ特性を検討した（図-2.2.27）。その結果、終局荷重作用時には柱頭部付近では上床版すべてにひび割れが貫通すること、支間中央部では下床版すべてにひび割れが貫通することが判明した（図-2.2.28）。これらの状態における柱頭部付近断面と支間中央部で波形鋼板のせん断分担率を2.2.5項の手法を用いて算出すると、柱頭部近傍断面で86%，支間中央部断面で68%となった。

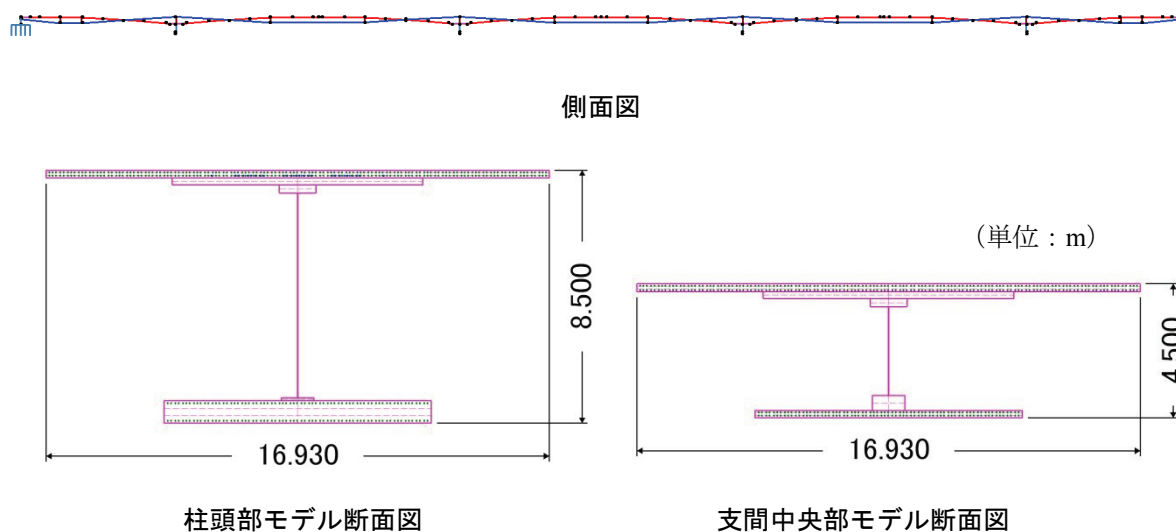


図-2.2.27 ファイバー要素を用いた非線形解析モデル概要図

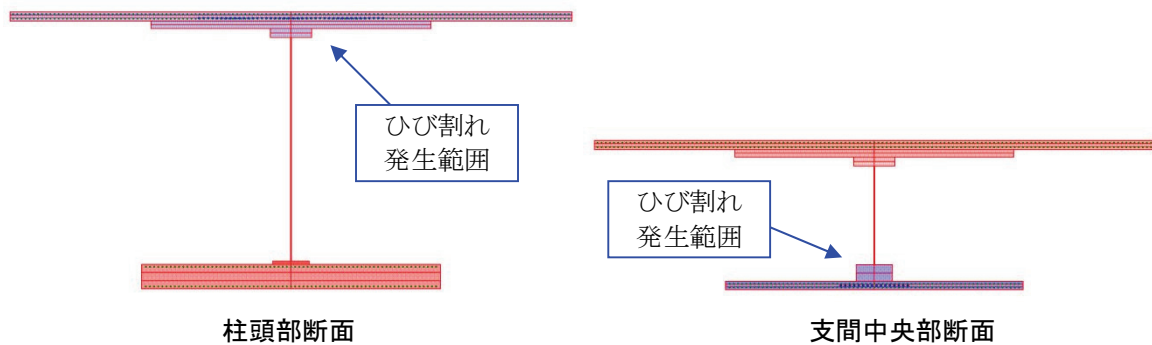


図-2.2.28 ファイバーモデルによる終局荷重時の解析結果

次に、対象橋梁で最もせん断分担率が大きいと考えられる柱頭部付近でのせん断分担率を全断面に適用するとして、波形鋼板の必要板厚を検討した。その結果、図-2.2.29のように、波形鋼板が全せん断力を受け持つとして設計した時と同様、すべての位置で必要板厚は連成座屈耐力を確保するために決定する結果となり、柱頭部付近で最大板厚19mmとなった。また、支間中央部付近のせん断力が小さい部分は、前述と同様に最小板厚9mmで設定した。このときの波形鋼板の製作重量は615tとせん断分担率を考慮しない場合に対して85%まで製作重量が低減可能となることが判明した。

ここで、今回の対象橋梁は支間長130mと波形鋼板ウェブ構造を有する桁橋としては最大規模のものであり、柱頭部の桁高も高く波形鋼板のせん断分担率も比較的大きい橋梁である。一方、より支間長（桁高）の小さい橋梁においては波形鋼板のせん断分担率がより小さくなると考えられるため、せん断分担率を考慮する効果が大きくなると考えられる。

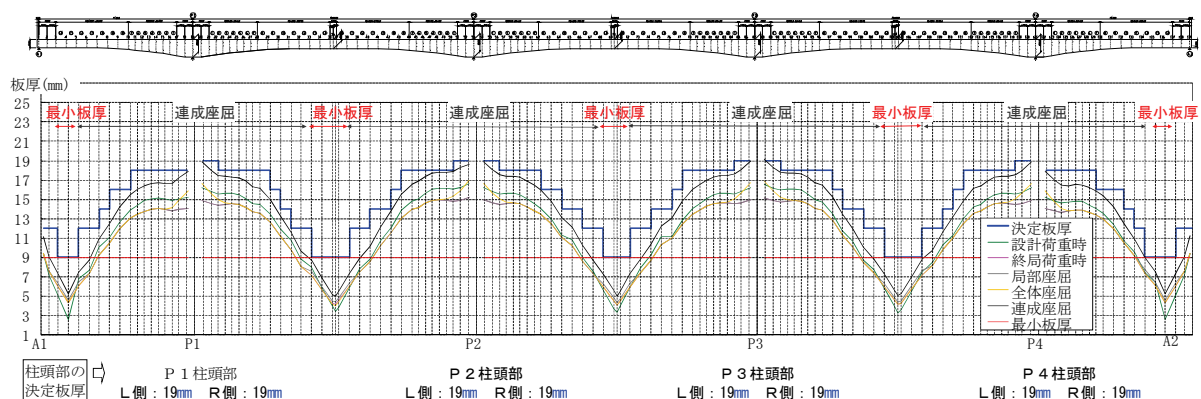


図-2.2.29 せん断分担率を考慮した場合の波形鋼板板厚

2.3 波形鋼板ウェブ橋の疲労特性に関する検討

2.3.1 はじめに

波形鋼板ウェブ橋は、PC 箱桁橋のウェブを波形に加工された鋼板に置き換えた複合構造である。すなわち、上下床版は PC 構造であり、通常の荷重ではひび割れを発生させず、疲労に対する抵抗性が高い構造と考えられる。一方、ウェブは鋼部材であり、上下フランジと波形鋼板あるいは波形鋼板同士の継手には溶接継手が用いられることが多く、活荷重などの繰り返し荷重に対する疲労の検討が必要と考えられる³⁸⁾。特に、波形鋼板ウェブ橋を片持ち張出し架設工法にて建設する場合、施工時の上越し管理の容易性などから、波形鋼板同士の継手構造として、それらを重ね合わせ、すみ肉溶接にて接合する手法が取られている橋梁が建設されている。このような接合を用いた場合、溶接施工性の関係から上下床版付近の継手位置にはスカラップと呼ばれる切欠きが必要となる。

一方、波形鋼板には高いせん断力が作用するとともに、上床版との接合部付近においては、交通荷重による橋軸周りの曲げモーメント（以下、首振りモーメントと称す）が作用する。このような応力下にスカラップを設けると、その周りに応力集中が発生するとともに、活荷重による応力変動が起こる。ここで、すみ肉溶接は疲労に対して、母材と同程度の性能は期待できないものと考えられる³⁹⁾ため、この部分の疲労特性について詳細な検討が必要である。

このようなことから、本研究では応力集中が小さいと考えられるスカラップ形状を提案し、その応力集中に対する疲労特性について解析と実験から検討を行った。

2.3.2 提案スカラップ形状

今回提案するスカラップ形状を図-2.3.1に示す（以下、今回提案のスカラップ形状を X 型スカラップと記す）。このスカラップのコンセプトは以下の通りである。

- ①角を極力なくすとともに、スカラップの切り欠き形状を水平偏角 45 度とすることによって、スムーズな応力伝達を目指す。
- ②回し溶接部の溶接作業性を向上する。
- ③施工誤差調整による重ね長の変化に対しても変わらない溶接作業性を確保する。

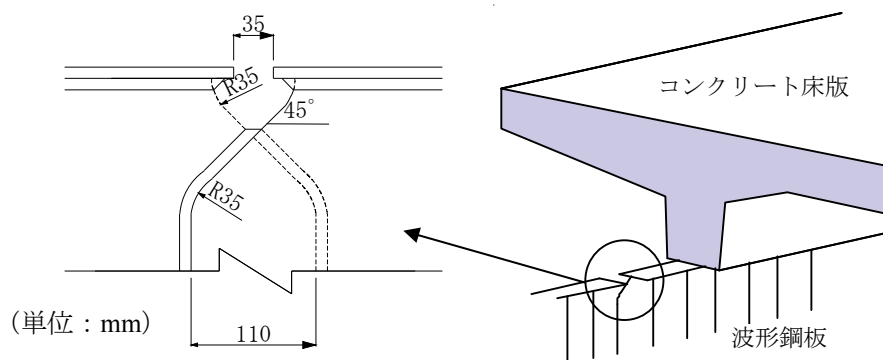


図-2.3.1 提案の X 型スカラップ形状

2.3.3 検討項目

本検討は以下の3段階によって行った。それぞれの詳細については、次項以降で記述する。

① I 桁供試体によるせん断力に対する応力検討

実物大の波形鋼板にコンクリートの上下床版を設置し、I 桁供試体を製作した。その波形鋼板には、今回提案のスカラップをもった継手を設置した。この桁供試体に鉛直荷重を載荷することによって、せん断力に対するスカラップ周りの応力状態、疲労特性などを検討した。

②解析による応力状態の把握

立体 FEM 解析によって、実橋にせん断力が載荷された場合、活荷重が載荷された場合それぞれのスカラップ周りの応力状態を検討した。

③箱桁断面の切り出し模型による、首振りモーメントに対する疲労特性の検討

実際の橋梁の箱桁断面を切り出した実験供試体を製作し、その中に今回提案のスカラップ形状をもつ波形鋼板継手を設置した。その供試体に、実橋レベルの水平せん断力を載荷し、その後、活荷重相当の鉛直荷重を床版に繰り返し載荷した。これらによって、実橋と同じく、水平せん断力が載荷された状態での活荷重による疲労特性の検討を行った。

2.3.4 桁供試体での検討⁴⁰⁾

(1) 検討概要

波形鋼板ウェブ橋は、既存のコンクリート橋や鋼箱桁橋とは異なる力学的挙動を示す。この相違は、ウェブの形状に起因しており、ウェブのほとんどの部分には、橋軸方向の直応力が発生せず、せん断応力のみが作用する。しかし、フランジ近傍のウェブにおいては、コンクリートとの合成により、せん断応力に加え、直応力も発生する。

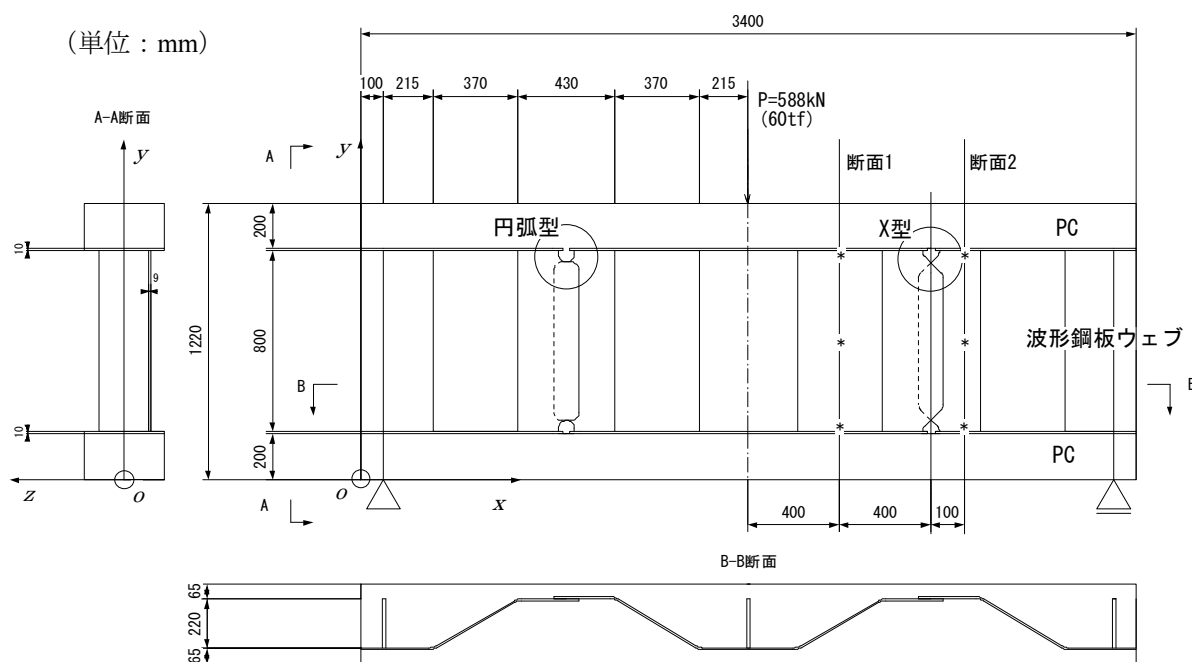


図-2.3.2 桁供試体の概要図

このことを評価するために、コンクリート床版付き桁供試体の静的載荷実験を行った。図-2.3.2に示す桁供試体の中央に 588kN(60tf)の荷重を載荷し、その時の実測応力と FEM 解析及び梁理論による計算応力を比較した。比較を行う場所は、X型スカラップ近傍とした。

(2) 試験供試体スカラップ近傍の応力と疲労強度予測

上記の荷重状態におけるウェブ下側の X 型スカラップ近傍の応力を FEM 解析結果と比較した。ゲージの貼付位置を図-2.3.3 に示し、図-2.3.4 に最大せん断応力度の実測値と FEM 解析値の比較を示す。なお、図中の実測値は実験供試体の表面に貼り付けた 3 軸ゲージのひずみより算出した。FEM 解析値はスカラップ近傍においても実測値を良く再現していることが分かる。従って、FEM 解析によるスカラップの近傍の応力分布を用いて疲労照査応力を決定する。

図-2.3.5 は FEM 解析により得られた最大主応力を溶接止端から図-2.3.3 の A-A に沿ってプロットしたものである。これより、止端より 0.5t, 1.5t (t: 板厚 9mm) の応力を外挿して求めたホットスポット応力は、 117N/mm^2 と算出される。また、最大主応力のピーク値から漸減し収束した値 80N/mm^2 をスカラップ付近の公称応力として採用した。これらの応力を評価応力として疲労照査を行う。

実験は 588kN の鉛直荷重を 420 万回まで繰り返し載荷したが、亀裂などの変化は現れていなかった。図-2.3.6 は「鋼構造物の疲労設計指針・同解説（以下、JSSC の規準と記す）」⁴¹⁾ に則り、S-N 曲線上に今回の実験結果をプロットしたものである。なお、今回の構造は、同指針上のカバープレートをすみ肉溶接で取り付けたいてール ($l>300\text{mm}$) と同等として、その値もプロットした。これより、提案した X 型スカラップは少なくとも公称応力に対して E 等級を越える疲労強度を有するといえる。

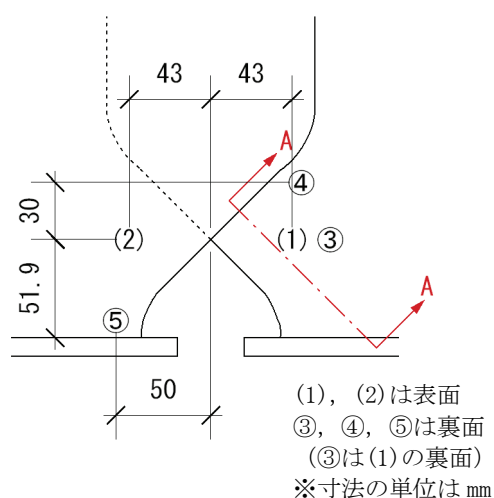


図-2.3.3 ゲージ貼付け位置

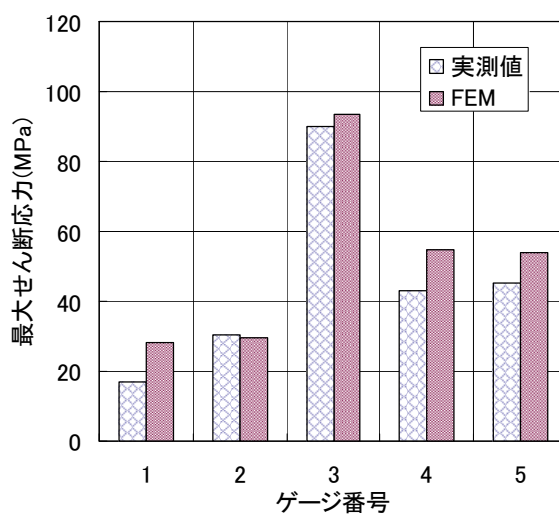


図-2.3.4 最大せん断応力度の実測値と計算値

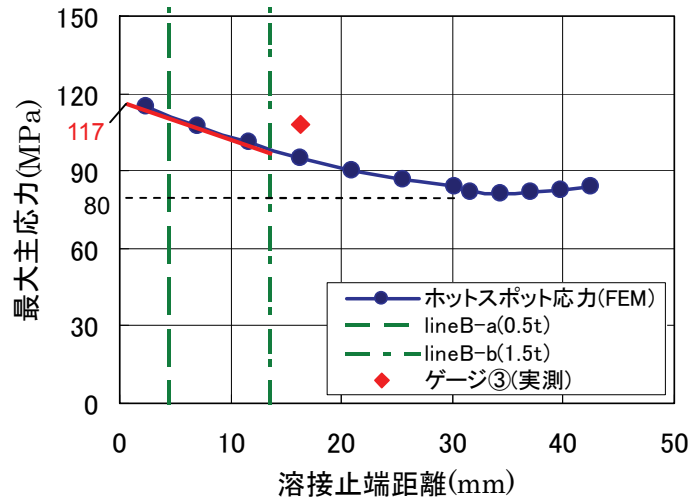


図-2.3.5 溶接止端からの局部応力分布（A-A断面）

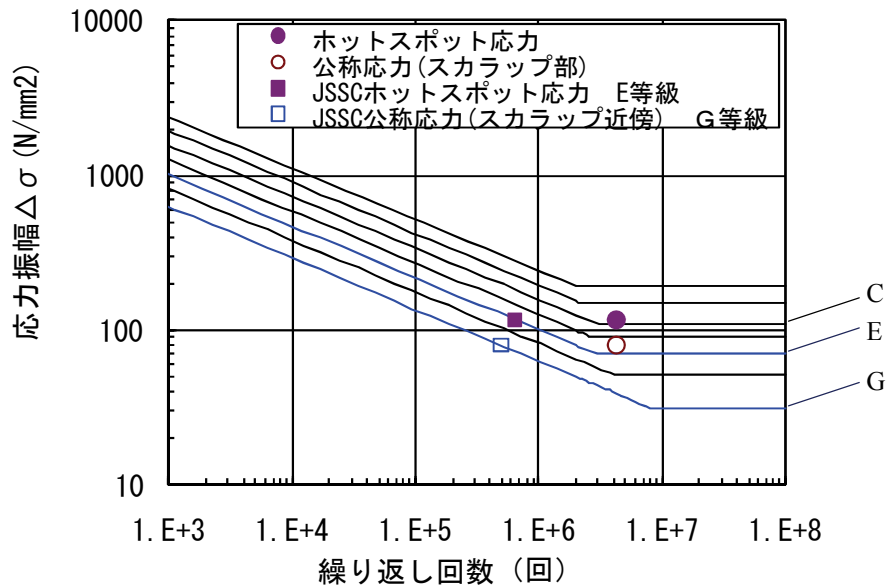


図-2.3.6 疲労曲線と発生応力度

2.3.5 箱桁断面供試体での検討^{42), 43)}

(1) 実験概要

実際の波形鋼板ウェブ橋を考える場合、波形鋼板は主にせん断力に抵抗する部材であるので、常に高いせん断力が作用しているものと考えられる。その状態で交通による変動荷重が作用する。すなわち、上床版との接合部に設置された波形鋼板のスカルップ部には、高い水平せん断力が常に作用した状態で、交通荷重による首振りモーメントが作用するものと考えられる。スカルップ周りの局部応力に着目した解析においても、水平せん断力によって発生する局部応力が約 200N/mm^2 、交通荷重による局部応力が約 50N/mm^2 と、常時作用している水平せん断力の影響が、応力上、非常に大きいことがわかる（図-2.3.7, 8）。

よって、この部分の疲労特性を検討する上でも、この水平せん断力の影響を加味することが重要と考えられ、今回の研究では水平せん断力を载荷した状態で鉛直の繰り返し载荷を行うこととした。

具体的な実験手順としては、

- Step1：交通荷重に相当する鉛直荷重の静的载荷を行い、その応力状態、変形を計測する。その後、荷重を除荷する。
- Step2：実橋と同レベルの水平せん断力を载荷し、そのときの応力状態、変形を計測する。
- Step3：Step2 の状態を保ちつつ、さらに Step1 の鉛直荷重を载荷する。ここで、鉛直荷重、水平せん断力双方が载荷された状態での応力状態、変形を計測する。
- Step4：水平せん断力を载荷した状態で鉛直荷重を繰り返し载荷する。

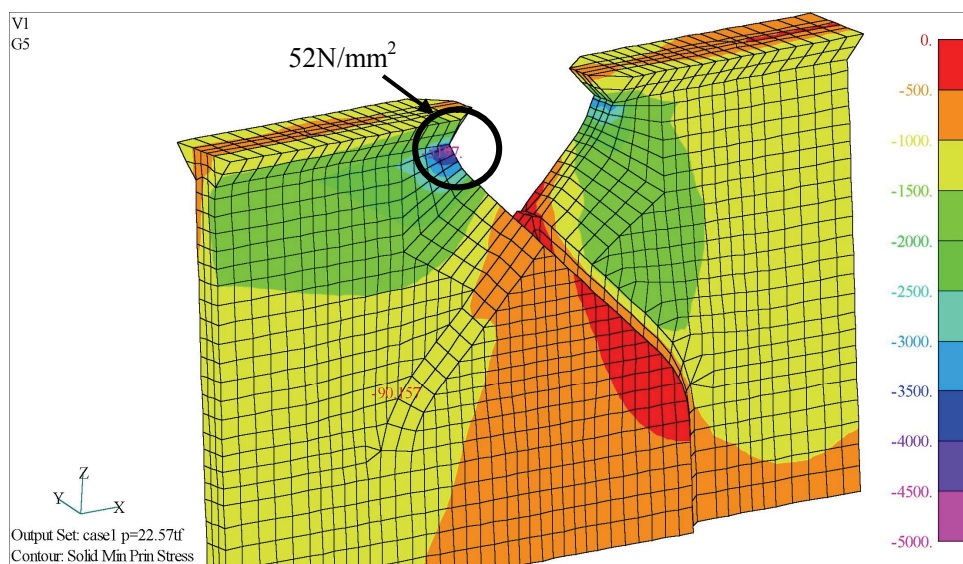


図-2.3.7 鉛直荷重により発生する最小主応力度

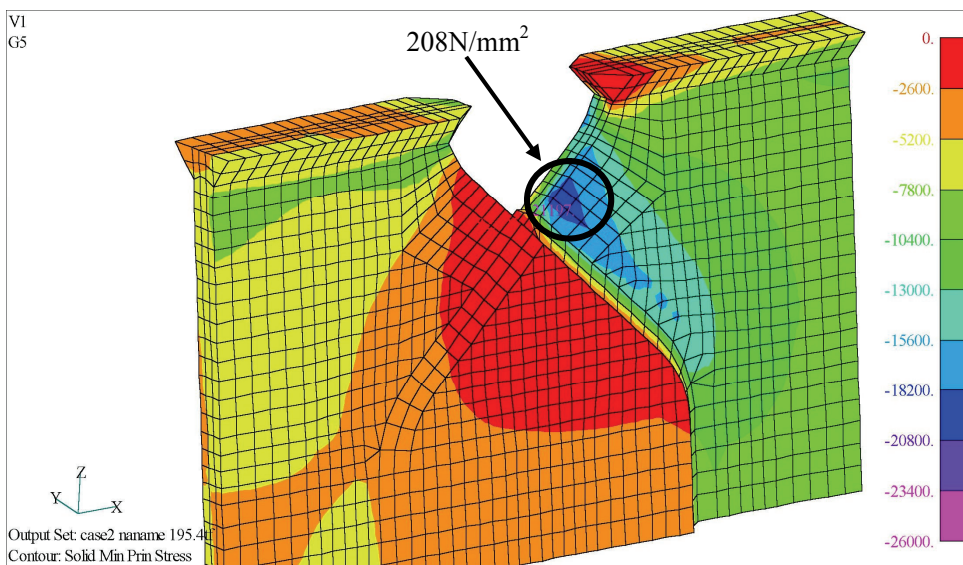


図-2.3.8 水平せん断力により発生する最小主応力度

(2) 供試体概要

実験は、山陽自動車道小犬丸川橋²⁹⁾をもとに断面形状、荷重などを選定した。箱桁断面、波形鋼板の形状は、小犬丸川橋の標準断面と同一とし、寸法効果の影響を排除するために、実物大にて製作した。張出し床版については、本実験結果には影響を及ぼさないと考えられるため、500mmに縮めた。また、橋軸方向の切り出し長は、波形鋼板の2波長分である3.2mとした。なお、このように比較的短い長さで切り出し模型を作成し、上床版中央に鉛直載荷すると、上床版が橋軸方向に連続している版としての変形でなく、2次元的な変形を起こし、実橋の変形、応力状態を再現できなくなる可能性がある。このことを避けるため、供試体の両小口断面の上床版に水平リブを設置し、実橋の変形特性、応力状態を再現することとした。具体的には、立体FEM解析により実橋をモデル化し、大型トラックの輪荷重(T荷重、1軸あたり200kN)に相当する荷重を載荷、そのときの変形と波形鋼板に発生する応力状態を調査した(図-2.3.9)。次に、実験供試体を立体FEM解析によりモデル化し、実橋の変形特性、波形鋼板の応力分布、特にスカラップ周りの応力状態が再現できるように端部の水平リブの形状を調整した。その結果、リブ高さ814mm、厚さ150mmを採用した(図-2.3.10, 11)。実験供試体の形状を図-2.3.12に示す。ここで、使用材料は小犬丸川橋と同種のものを用いた(表-2.3.1)。

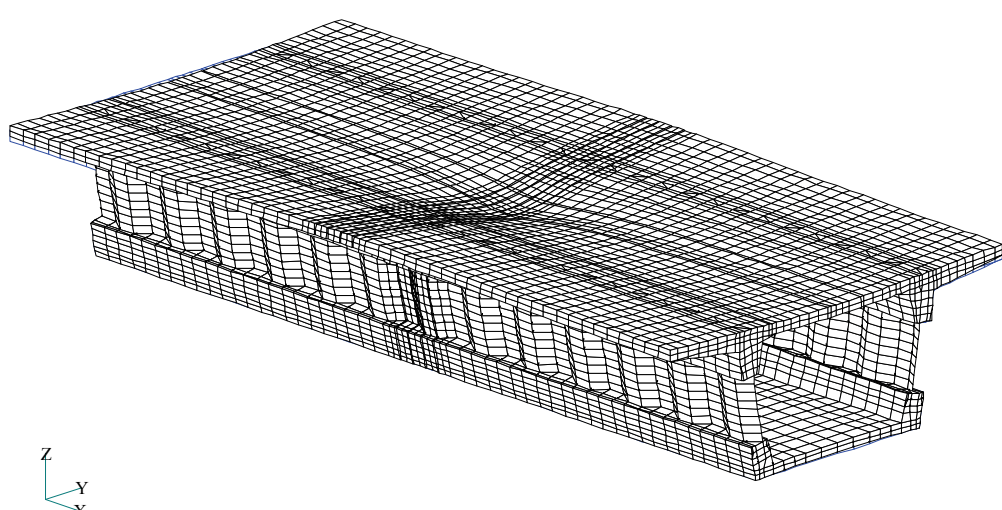


図-2.3.9 実橋における活荷重による上床版変形

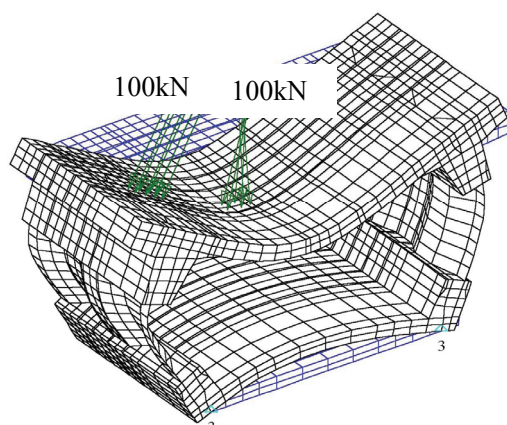


図-2.3.10 実験供試体の変形(リブ無し)

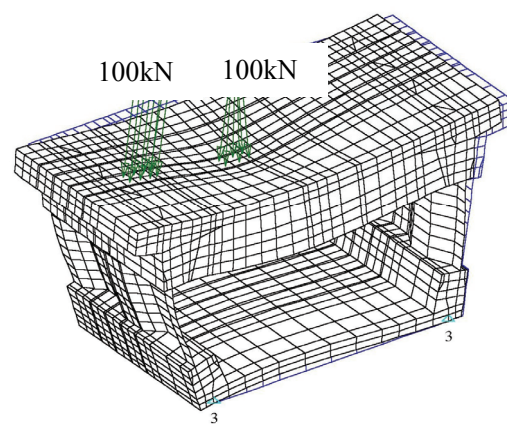


図-2.3.11 実験供試体の変形(リブあり)

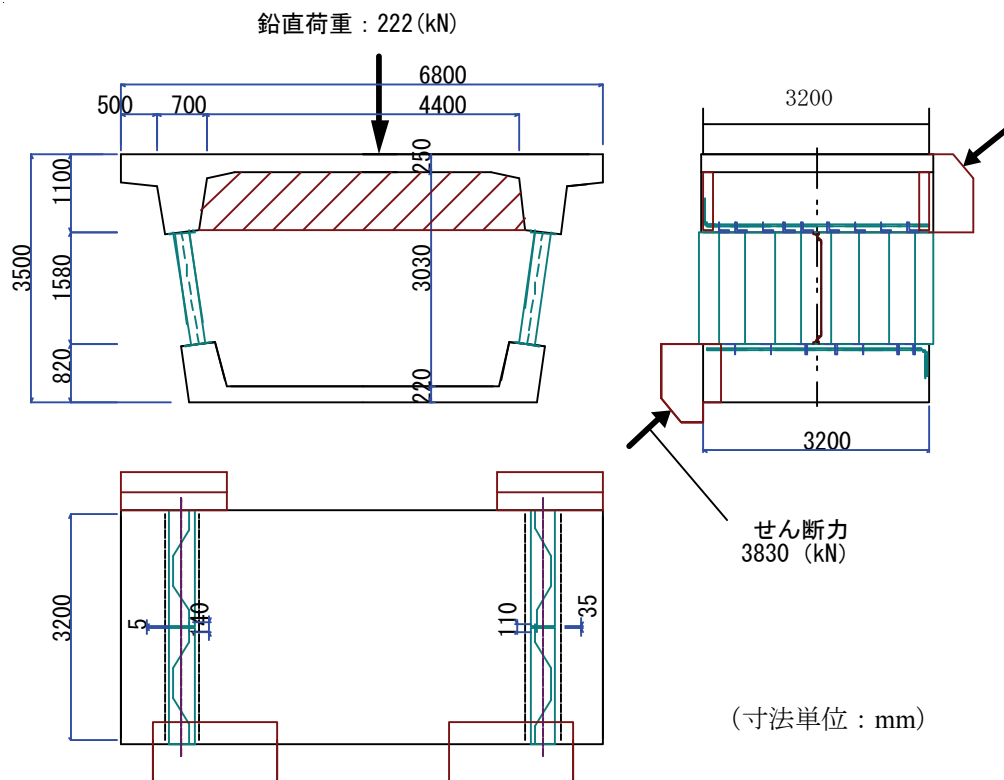


図-2.3.12 面外曲げ疲労実験の実験供試体

表-2.3.1 使用材料一覧表

項目	種別
コンクリート	設計基準強度 50N/mm ²
鉄筋	SD345
波形鋼板	SM490Y

(3) 載荷荷重

a) 鉛直荷重

鉛直荷重は、実橋の車両走行状態を考慮して載荷荷重を決定することとした。すなわち、走行車線、追い越し車線に2台並列でトラックが走行することはまれであると考え、鋼道路橋の疲労設計指針の手法⁴⁴⁾と同様に、走行車線にT荷重相当のトラックが1台走行したときの荷重状態を再現することとした。

なお、走行車線位置に衝撃係数を考慮したT荷重相当の鉛直荷重を載荷し、その際のスカラップ周りの応力を立体FEM解析により算出、その応力と同等の応力が発生するような、床版支間中央位置での鉛直荷重を同じく立体FEM解析により求めた結果、222kNとなった。

b) 水平せん断力

対象とした小犬丸川橋で最も波形鋼板に発生している水平せん断応力度が大きい位置に着目し、その水平せん断応力度を再現するように、実験供試体の載荷せん断力を選定した。

(4) 静的載荷実験結果

a) 鉛直載荷

鉛直載荷を載荷したときのスカラップ周りの応力状態（解析結果，桁内面）を図-2.3.13に示す。この図から，鉛直荷重を載荷したときは，鉛直方向の応力が卓越することがわかる。これは，首振りモーメントによって，波形鋼板に面外曲げが作用し，その結果，鉛直方向の応力が卓越しているものと考えられる。また，このとき，スカラップの上端付近に 50N/mm^2 程度の大きな局部応力が発生している。

この付近のホットスポット応力を算出するために，図中の実線上の鉛直応力分布を抽出した（図-2.3.14）。また，同じグラフ上に実験によって計測した応力度をプロットした。この図において，実験結果は解析結果と同様の傾向を示しており，解析により，本実験の応力状態は評価可能であると考えられる。また，解析結果より，上フランジとの溶接止端におけるホットスポット応力は， 30N/mm^2 と算出される。

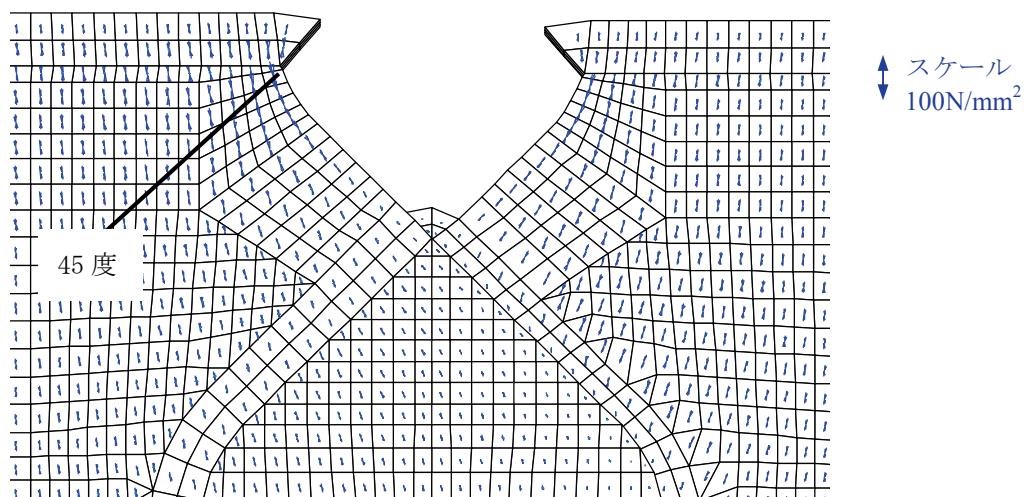


図-2.3.13 鉛直荷重による主応力方向

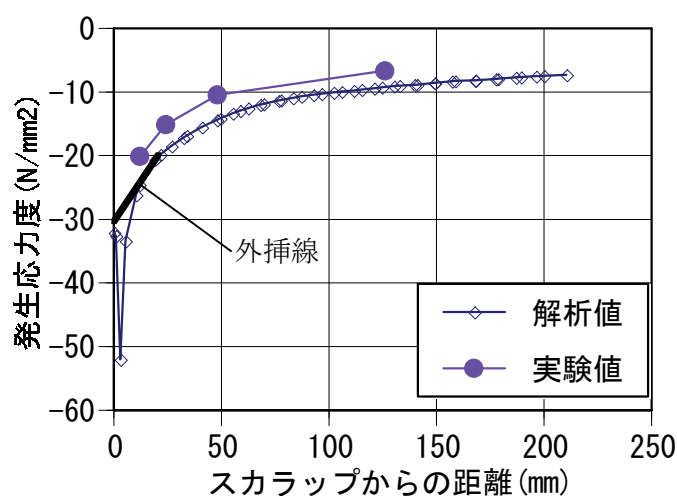


図-2.3.14 鉛直荷重によるスカラップ周りの発生応力度とホットスポット応力度

b) 水平せん断力載荷

水平せん断力を載荷した状態を立体 FEM 解析によって解析し、前項と同様にそのときのスカラップ周りの応力状態を図-2.3.15, 16 に示す。波形鋼板にせん断力を載荷しているため、主応力の方向はほぼ斜め 45 度方向である。また、波形鋼板同士が重なり合っている頂点の溶接止端部付近に大きな局部応力が発生している。鉛直荷重（変動荷重）による応力集中箇所とは別の箇所であるが、その発生応力度は 208N/mm^2 と、大きな値を示している。

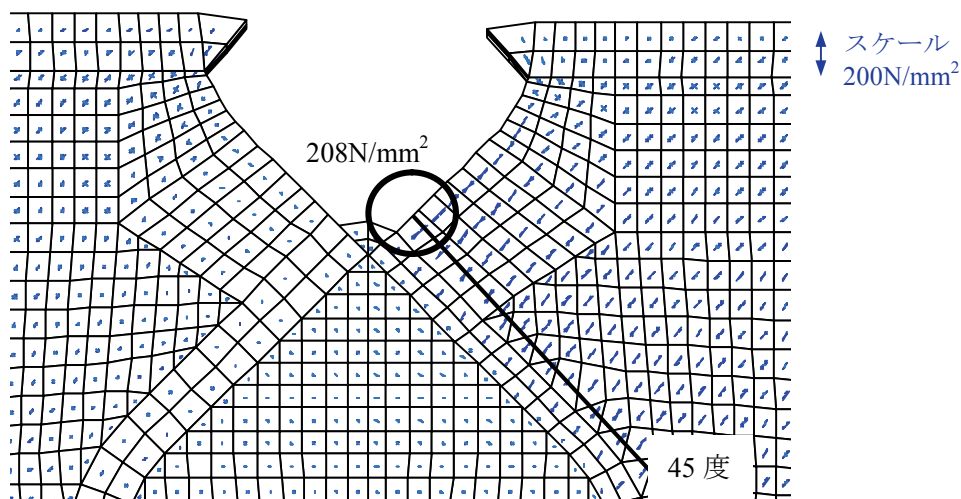


図-2.3.15 水平せん断力によるスカラップ周りの主応力方向

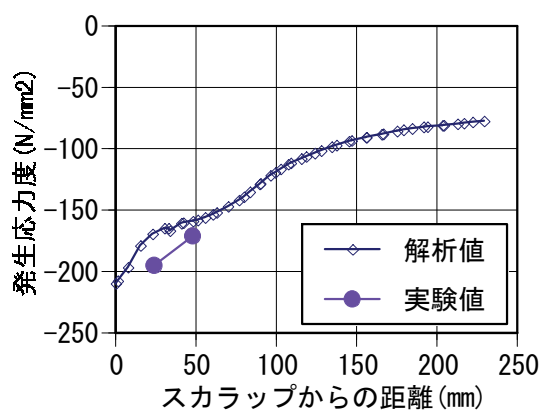


図-2.3.16 上図の実線上の直交応力度分布

c) 海外実績橋の形状との比較

海外での波形鋼板ウェブ橋の施工実績としては、フランスのドール橋⁷⁾がある。この橋梁に用いられたスカラップ形状と今回の形状との比較を行うため、ドール橋のスカラップ形状について、上記と同様な解析を行った。その結果、形状が異なるため応力が集中する部分に違いはあるものの、活荷重に対する応力度、および水平せん断力に対する応力度、双方ともその大きさには今回提案した X 型スカラップに発生する応力度とほとんど差異は見受けられなかった (図-2.3.17, 18)。しかし、このスカラップ形状の場合、活荷重によって最大応力度が発生する位置と水平せん断力

によって最大応力度が発生する位置が近いこと、疲労性上不利になることが予想される。

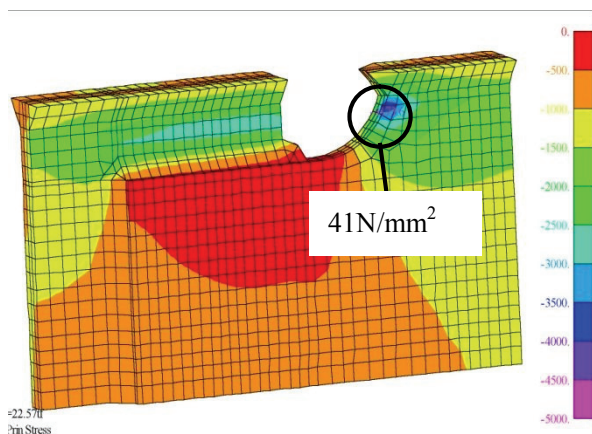


図-2.3.17 鉛直荷重作用時の最小主応力
(ドール橋タイプ)

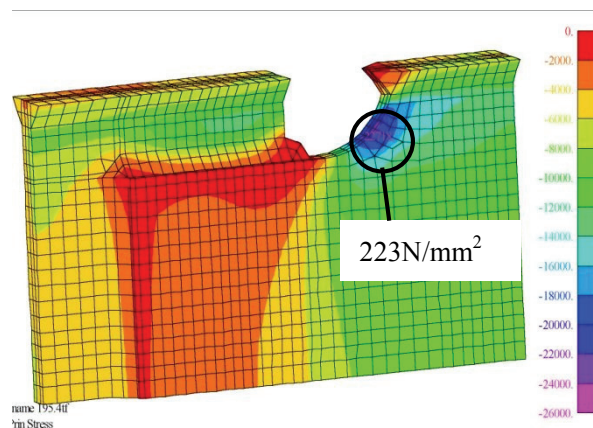


図-2.3.18 水平せん断力作用時の最小主応力
(ドール橋タイプ)

(5) 疲労実験結果

上記の水平せん断力を荷重した状態を保持し、その上で、鉛直荷重の繰り返し荷重を行った（写真-2.3.1）。なお、荷重の周期は、試験機的能力から 0.4 秒（2.5Hz）とした。

試験中は、随時目視によるクラック等の発生調査を行うとともに、定期的に静的荷重を行い、応力状態、変位量の変化を調査した。これらの結果、200 万回までの繰り返し荷重によっては、スカルップ周りの応力状態の変化、変位量の増加などは一切見られなかった。ここで、より詳細

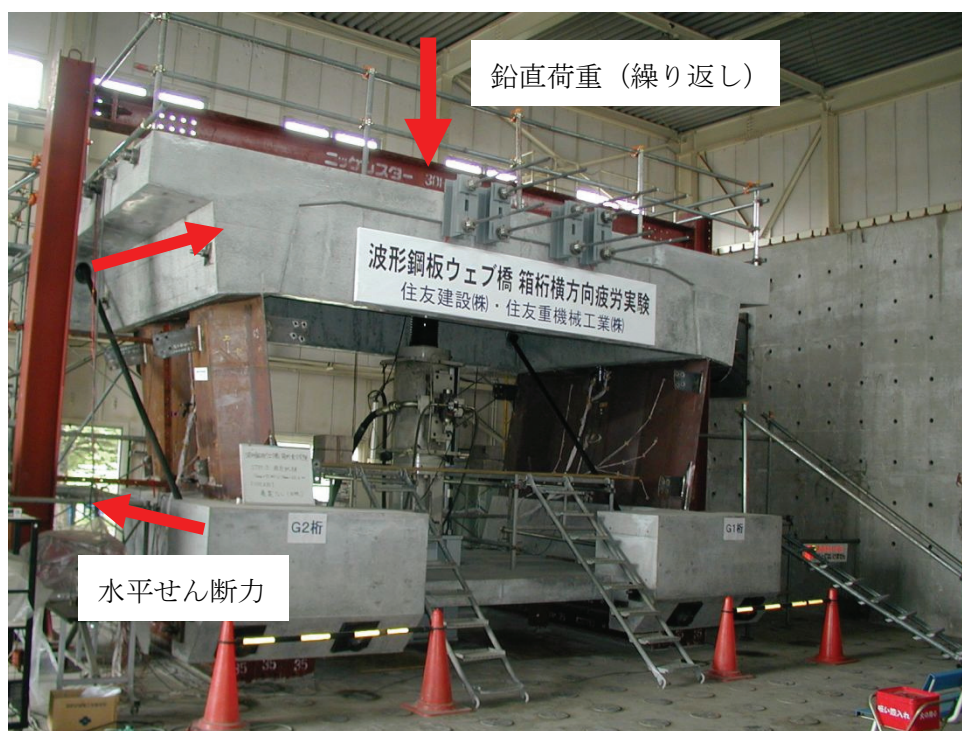


写真-2.3.1 実物大横方向疲労実験状況

にスカラップ周りのクラック調査を行うために、浸透探傷試験および磁粉探傷試験を行った（写真-2.3.2）。この結果においても、亀裂などは発見されず、200 万回載荷時点において、健全性を保っていると考えられる。

200 万回載荷後、鉛直載荷荷重を 2 倍の 444kN とし、疲労実験を継続した。この荷重を 50 万回繰り返し載荷した時点において、亀裂は確認されず、明確な変位の増大、応力度の変状なども見受けられなかった。そこで、このスカラップの疲労能力を把握するために、載荷荷重を通常のトラック輪荷重の 3 倍に値する 666kN に増大させ、繰り返し載荷を続行した（図-2.3.19）。その結果、3 倍の荷重によって 200 万回載荷を行ったが、その間に応力や変位の増加、亀裂の発生等は一切確認されなかった。なお、マイナー則に則り、変動応力と繰り返し回数との関係における勾配の逆数 $m=3$ であると仮定すると、今回の実験は T 荷重相当のトラックが 6000 万回載荷されたことの同義となる（図-2.3.20, 21）。なお、平成 6 年版以降の道路橋示方書に掲載されている T 荷重は、それ以前の TT-43（トレーラー荷重）に相当するものであり、我が国の道路橋の設計指針類で考慮されている軸重では最大級のものといえる^{44), 45), 46)}。

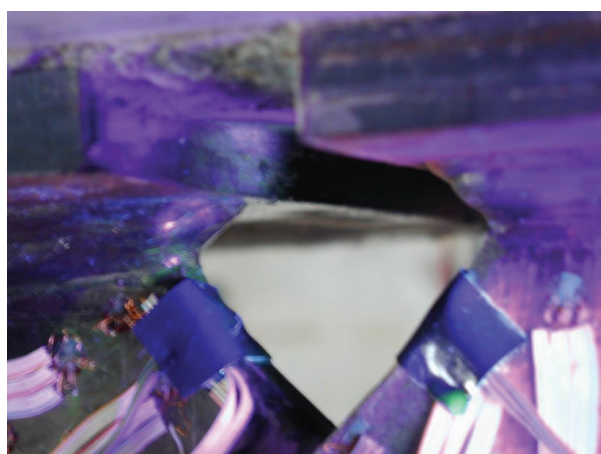


写真-2.3.2 磁粉探傷試験状況

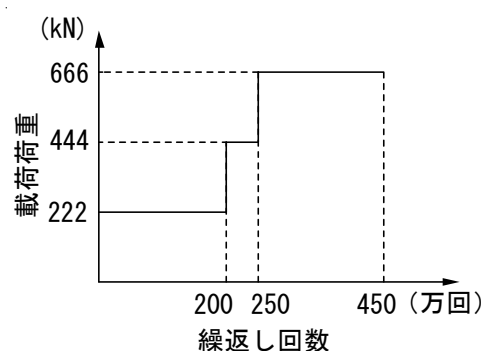


図-2.3.19 鉛直荷重の載荷回数

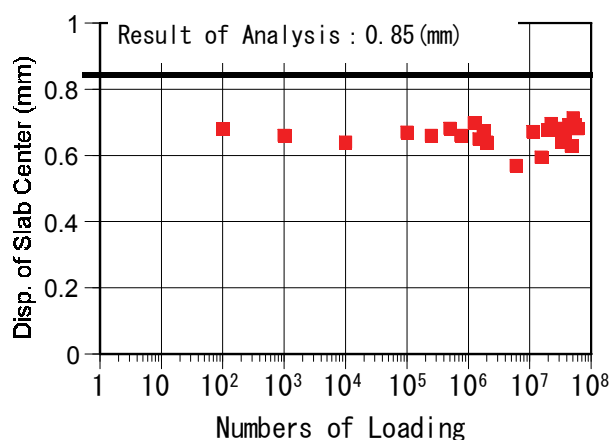


図-2.3.20 載荷位置での変位の推移

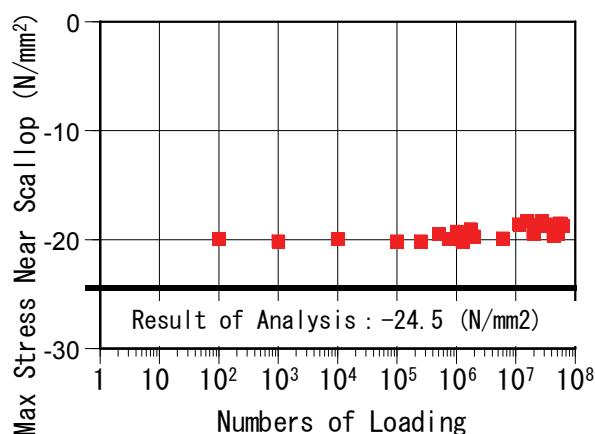


図-2.3.21 スカラップ周りの応力の推移

2.3.6 波形鋼板と上床版との接合部における疲労性

上床版と波形鋼板との接合部は波形鋼板ウェブ構造が成立するために重要な部位であるが、この部位にも上記のスカラップと同様に主方向のせん断力と橋軸直角方向の曲げモーメントの二方向の応力が作用する（図-2.3.22）ため、同様に疲労損傷が懸念される。

今回の箱桁の切り出し模型を用いた疲労実験では、上床版との接合構造としてアングルジベル接合を採用したが、疲労実験中のアングルジベル接合部の応力状態についても計測した。計測結果を図-2.3.23に示すが、200万回载荷時点でもアングルに発生するひずみ値および変動ひずみはほぼ一定であり、繰り返し载荷による応力振幅の変化は確認されなかった。また、その後の2倍、3倍荷重の繰り返し载荷時にもひずみ振幅に明確な変化は現れなかった。

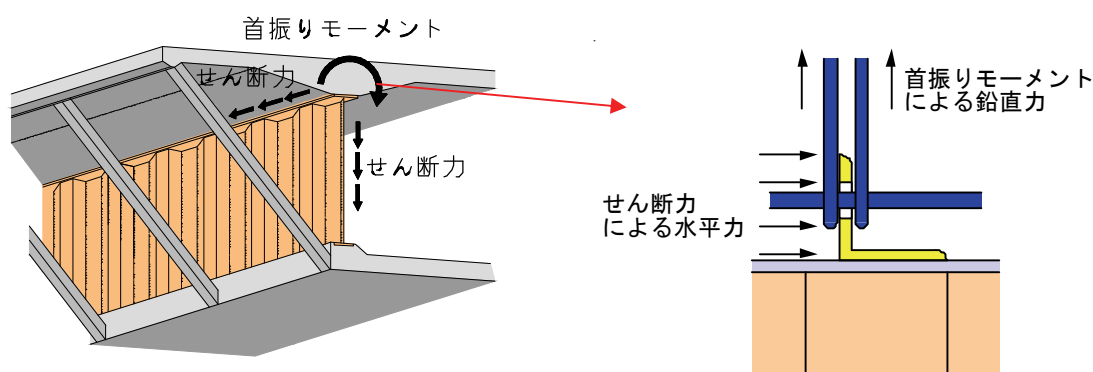


図-2.3.22 上床版と波形鋼板との接合部に作用する応力

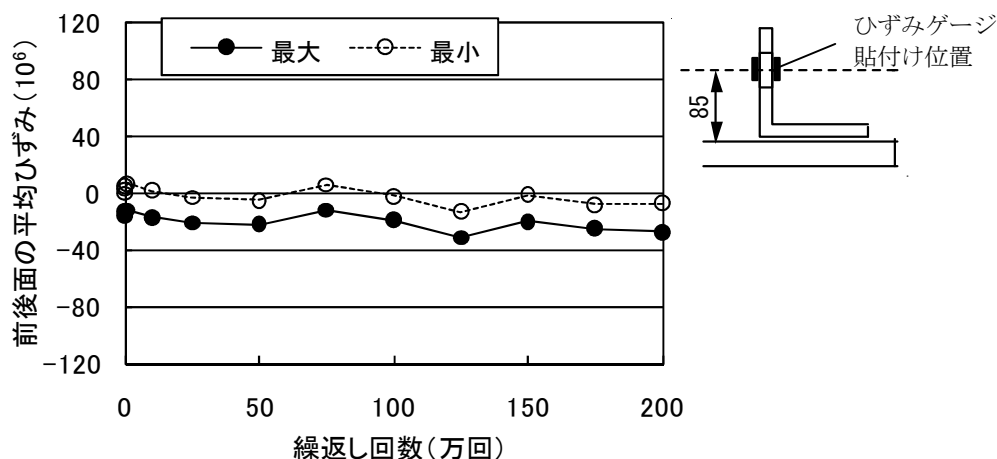


図-2.3.23 アングル接合部のひずみ履歴

2.3.7 考察

本項では、波形鋼板ウェブ橋における鋼板の接合構造に1面重ねすみ肉溶接を用いるときの、端部スカラップ形状に対して、疲労の面から検討を行った。検討内容は、上下コンクリートフランジを持つI桁供試体によるせん断疲労の実験的検討と、実物大の箱桁供試体による首振りモー

メントに対する実験的検討である。この結果、以下のことが明らかとなった。

- (1) コンクリートの上下床版を持つ桁供試体によって、せん断疲労実験を行った結果、今回提案した X 型スカラップは JSSC の指針では E 等級を越える疲労強度を有することが確認された。
- (2) 実物大の箱桁供試体による静的荷重の載荷実験の結果、今回提案したスカラップ周りの局部応力は、大型車の走行による局部応力として、約 50N/mm^2 、常時作用しているせん断力による局部応力として、約 200N/mm^2 が発生する。
- (3) 海外の波形鋼板ウェブ橋で実績のあるスカラップ形状と比べて、上記の応力度は大きな差異はないが、活荷重により最大応力度が発生する箇所と水平せん断力により最大応力度が発生する箇所が異なるため、疲労性上有利になると考えられる。
- (4) 今回提案したスカラップ周りのホットスポット応力は、解析結果より 30N/mm^2 と考えられる。なお、実験の計測結果から、解析値は実用上問題ない程度の精度が確保されていることが確認された。
- (5) 実物大の箱桁供試体に実橋と同レベルの水平せん断力を載荷し、その状態で交通荷重による首振りモーメントを繰り返し載荷した。その結果、200 万回までは何の変状も見受けられなかった。
- (6) その後、鉛直繰り返し荷重を 2 倍、3 倍と増加させ、載荷を繰り返したが、変状は一切見受けられず、T 荷重を約 6000 万回相当の繰り返し載荷に対しても、疲労が顕在化することはなかった。
- (7) 上記の実物大疲労実験において、上床版と波形鋼板との接合構造にアングル接合を用いたが、上記の繰り返し載荷中に明確な変状は見受けられなかった。すなわち、アングル接合も疲労耐久性に対して高い信頼性を有しているといえる。

2.4 波形鋼板ウェブ橋に関するその他の検討

2.4.1 波形鋼板と支点横桁との接合構造に関する検討

(1) 検討の目的

複合構造において、コンクリートと鋼部材との接合構造はその構造の成立性の上で最も重要な部位の一つである。波形鋼板ウェブ橋においても、上下床版との接合部について、2.3 章の検討以外にも種々の研究がなされている^{47), 48), 49)}。一方、柱頭部および端支点部近傍は高いせん断力が作用する部位であるとともに、構造系全体の剛性および挙動に大きく影響を与える部位である。すなわち、この部分における波形鋼板とコンクリート横桁との接合部も、前記と同様、波形鋼板ウェブ橋の構造上、最も重要な部分の一つといえる。現在、柱頭部横桁や端支点横桁と波形鋼板との接合はアングルジベルを用いた接合⁵⁰⁾ やスタッドを用いた接合⁵¹⁾ および波形鋼板の端部を直接コンクリート内に埋め込んだ埋込み接合⁵²⁾ など、いくつかの接合方法が用いられている。また、その他にも紙永らは波形鋼板の端部をコの字にし、その中に鉄筋コンクリートを充てんすることにより接合する構造の開発も行っている⁵³⁾。そこで、上記の各接合構造に着目し、接合方法の違いがせん断力の伝達挙動に及ぼす影響について検討を行った。

(2) 実験概要

検討は、2.2 章における実物大せん断実験において、両端の支点横桁と波形鋼板との接合部に異なる接合構造を配置し、その挙動を評価することによって実施した。すなわち、前述の実験供試体は箱桁の単純梁構造であるため、端支点横桁と波形鋼板との接合部が4カ所存在する。この4カ所の構造を図-2.4.1, 2.4.2 のように変え、荷重載荷時のそれぞれの挙動を比較した。ここで、それぞれの接合構造は以下のとおりである。

- ①波形鋼板の端部に鉛直方向フランジを設け、スタッドジベルを配置した接合（スタッド接合）
- ②波形鋼板の端部に鉛直方向フランジを設け、アングルジベルを配置した接合（アングル接合）
- ③波形鋼板の端部を平板のまま横桁内に埋め込み、その埋め込まれた部分にφ50mm の孔と D22 の貫通鉄筋を設けた接合（埋込み接合）
- ④新規に開発した構造であり、波形鋼板の端部をコの字にし、その内面にスタッドジベルを設置、その中にスターラップとなる鉄筋を配置して、コンクリートを打ち込んだ構造（ハイブリッド接合）

なお、④のハイブリッド接合での応力伝達は、波形鋼板⇄コの字形の鋼板部分⇄内部コンクリート部⇄コンクリート面のせん断伝達、という流れである。

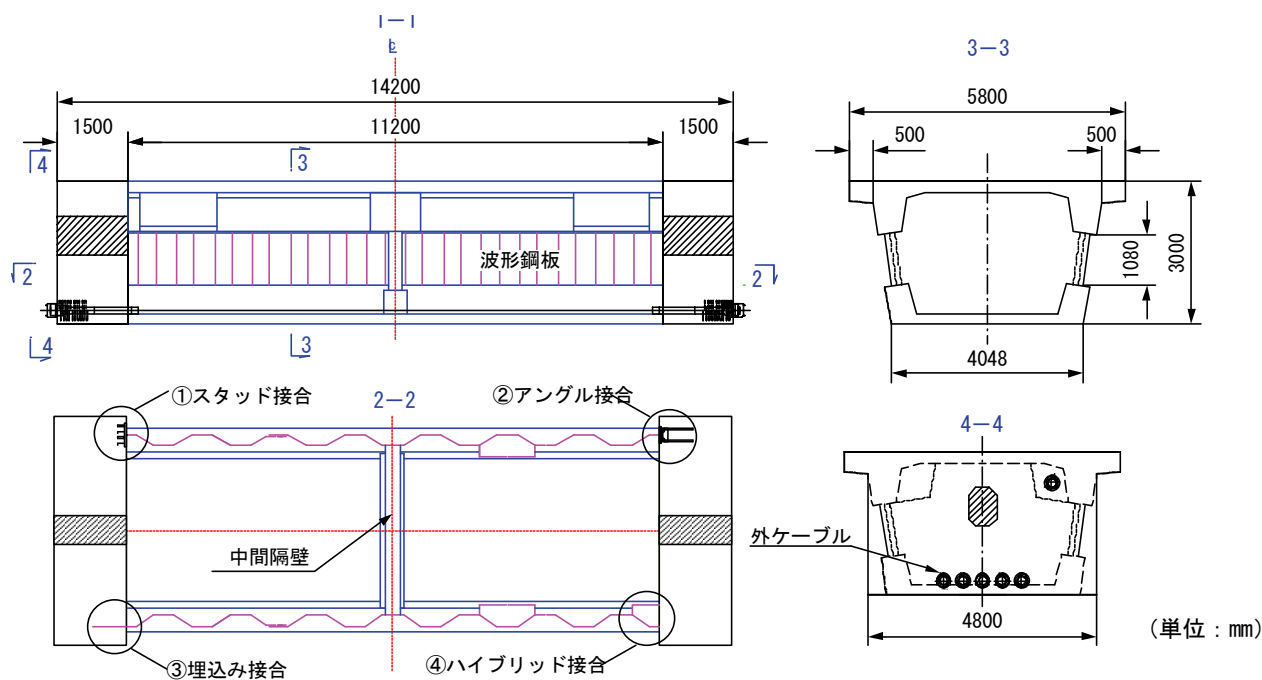


図-2.4.1 実験供試体の概要と各接合構造の配置

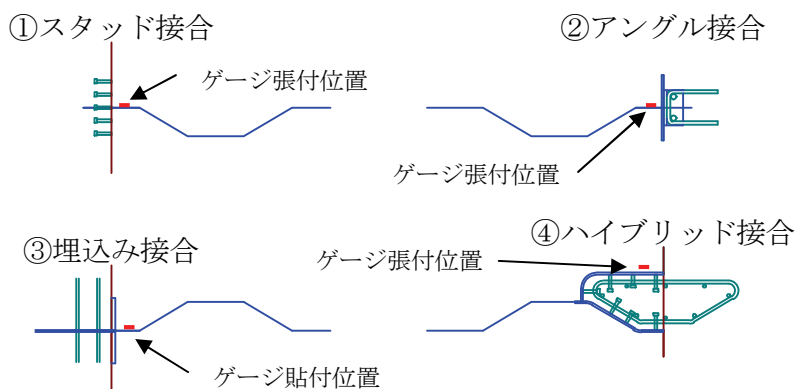


図-2.4.2 端支点横桁との各接合構造

(3) 実験結果の概要

波形鋼板と横桁との一体性を評価するため、接合部近傍の波形鋼板の応力に着目した。すなわち、一体性が高いほど応力の伝達が確実に行われ、計算上の値に近づくものと考えた。その載荷荷重との関係を図-2.4.3に示す。ここで、計算値は弾性 FEM 解析によって求めた値に、2.2 章において求めた波形鋼板のせん断分担率の変化を考慮し修正したものである。

この図からわかるように、埋込み接合の応力は、載荷荷重 15000kN 程度までは計算値とほぼ同等の値を示しており、その後、徐々に実験値が計算値より大きな値を示すようになっている。これは、横桁と上下床版との接合部に発生した局部的な曲げ応力によるひび割れの影響で波形鋼板のせん断分担率が上昇していることに起因するものと考えられる(図 2.4.4)。一方、スタッド接合およびアングル接合の発生応力度は、計算値や埋込み接合の発生応力度に比べて半分程度となっている。これは、スタッド接合およびアングル接合が埋込み接合ほど剛な一体性が確保され

ていない事に起因するものと考えられ、このため伝達される応力が小さくなったと考えられる。この要因としては、スタッド及びアングルの下面には、コンクリート打設時に発生する気泡やブリージングが溜まりやすい構造となっており、この気泡やブリージングによって、スタッド下面およびアングル下面に空隙が生じ、コンクリートへの応力伝達が阻害されているものと考えられる（図-2.4.5）。なお、計算値に対して減少した応力は、横桁付近の上下床版を通じて伝達しているものと考えられる。

なお、ハイブリッド接合においても発生応力が小さくなっているが、これは、内面にコンクリートがあり、既にせん断応力が内部コンクリートに伝達されているために低くなっているものと考えられる⁴⁾。

以上の結果より、実橋において波形鋼板と横桁との接合構造にスタッド接合あるいはアングル接合を用いる場合には、その伝達性が完全剛結の半分程度しかないことに注意が必要である。すなわち、残りの応力はその近傍の上下床版との接合部から伝達しているため、コンクリート部のせん断分担が大きくなること、上下床版と波形鋼板との接合部に作用するせん断力が局所的に大きくなることを設計で考慮すべきである。このことを回避するためには、埋込み接合の採用が有効といえる。

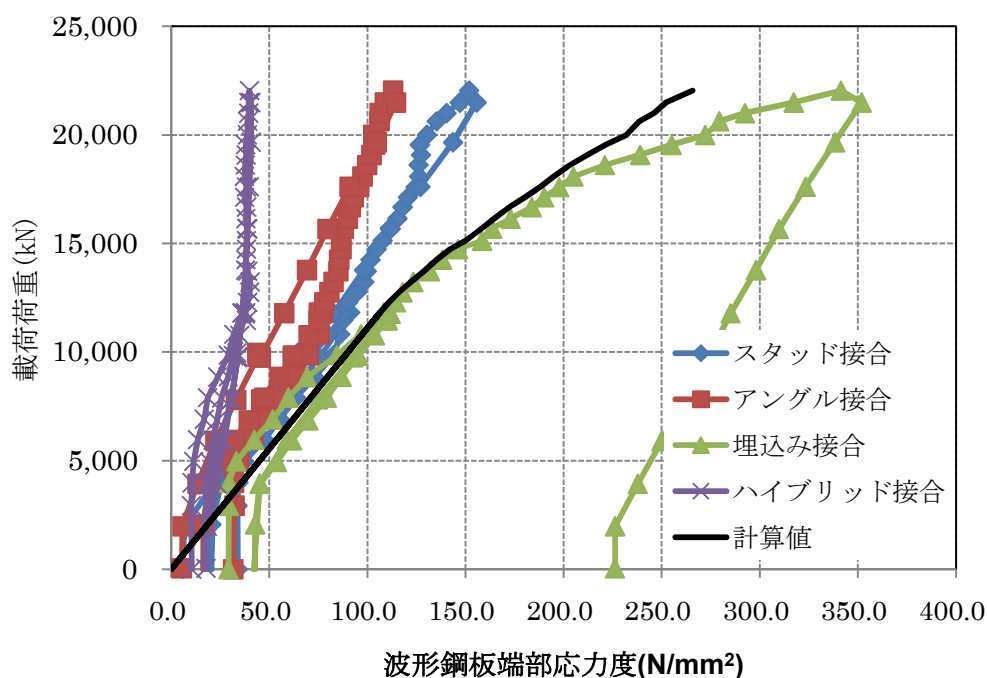


図-2.4.3 端部接合構造の違いによる伝達応力の違い

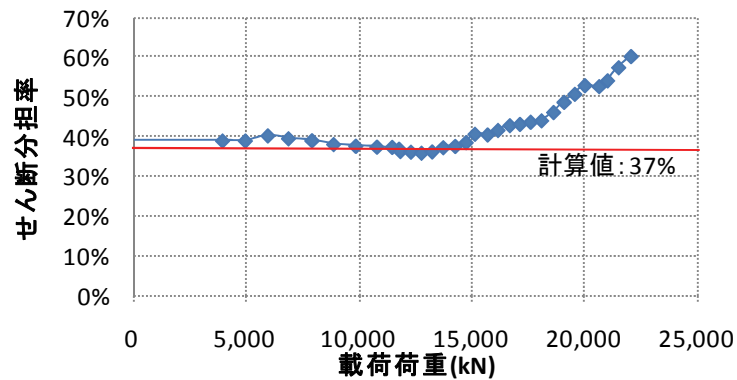


図-2.4.4 端部の波形鋼板ひずみ計測値から算出したせん断分担率

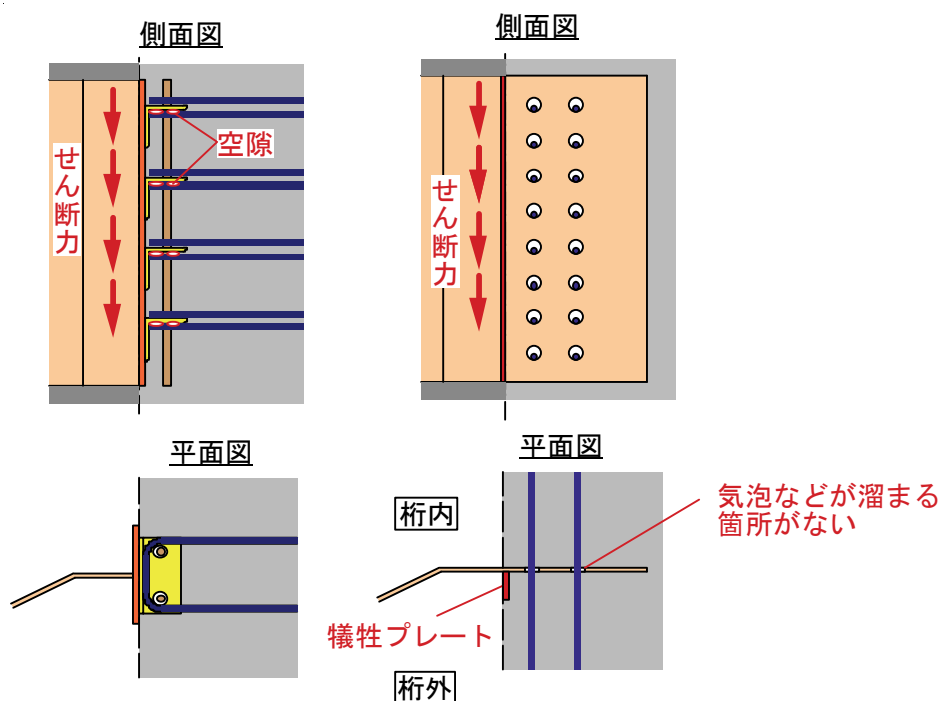


図-2.4.5 支点横桁との接合構造と施工時に懸念される空隙

(4) 考察

本項では、波形鋼板ウェブ橋の構造のうち、支点横桁と波形鋼板との接合構造について検討した。この結果、以下のことが明らかとなった。

- ①波形鋼板と端支点横桁との接合部に埋込み接合を用いた場合、そのせん断伝達は円滑に行われる。
- ②鋼フランジを用いたスタッド接合、アングル接合を用いた場合にはスタッドジベル、アングルジベルの下面に、コンクリート打設後に発生する気泡やブリージングがたまり、応力伝達の低下を招く（図-2.4.5）。このことは、端部近傍において上下床版と波形鋼板との接合構造に局部的に大きな伝達応力が作用することを誘発する可能性が高い。
- ③これらを抑制するためには、埋込み接合の採用が有効となる。

ここで、端部の接合構造において、上記のような隙間が生じる場合、その隙間へ雨水等の浸入が懸念される。この場合、接合構造はコンクリートと鋼部材、水分（あるいは空気）が同時にふれあうトリプルコンタクトポイント⁵⁴⁾ となり、腐食の進行が促進される危険性があるとともに、フランジの裏側であることから目視が困難な個所であるため日常点検などによって腐食の発見が遅れることも考えられる⁵⁵⁾。よって、このような構造を採用する場合は、止水処理などを十分に検討する必要がある。なお、埋込み接合については、図-2.4.5に示すように、埋込み境界位置の波形鋼板に犠牲プレートと呼ばれる2次部材を設置することにより、トリプルコンタクトポイントを主部材からはずすことが可能である。

ハイブリッド接合については、上記の実験や参考文献53) に挙げた接合構造に関する要素実験などによって安全性を検証し、第二名神高速道路信楽第七橋に採用した。

2.4.2 セン断剛性の評価方法に関する検討

(1) 検討の目的

波形鋼板ウェブ橋は、コンクリート橋の軽量化の一手法として挙げられる構造であり、現在ではエクストラード橋や斜張橋などの長大橋にも適用されるまでに至っている^{56), 57), 58)}。長大橋においては比較的小規模の橋梁では大きな問題とはなり難い強風や地震による振動や、交通荷重との共振などの振動問題が顕在化する可能性が高くなり、振動特性を正確に把握する必要がある。

我が国における橋梁の耐震設計においては、対象とする地震波が地盤種別ごとに定められており、スペクトル応答解析や動的非線形解析などにより、設計する構造物の耐震性能を照査する手法が用いられている⁵⁹⁾。また、空力安定性の照査においても、構造物の固有振動数や減衰常数などを評価し、その値により安定性を評価する⁶⁰⁾。さらに、波形鋼板ウェブ橋を用いる場合、ウェブにPC鋼材を配置できないため、外ケーブル構造を併用することが多いが⁶¹⁾、この場合、主桁の固有振動数と外ケーブルの固有振動数が近いと、交通荷重などによって主桁が振動したとき、その振動によって桁内の外ケーブルが共振、増幅されることにより、外ケーブルの疲労の問題が顕在化する可能性が指摘されている⁶²⁾。

これらより、構造物の振動特性を正確に把握することは長大橋を設計する上では重要となるが、通常のコンクリート橋の場合、せん断変形は曲げ変形に比べ、無視し得るほど小さいため、平面保持の仮定が成立するとして解析している。一方、波形鋼板ウェブ橋はコンクリートと波形鋼板との複合断面であり、その曲げ変形は上下のコンクリート床版に起因する曲げ剛性が主な抵抗機構であるが、せん断変形はコンクリート部と波形鋼板部のせん断変形の和、特に波形鋼板部のせん断変形が大きく影響する。このため、波形鋼板ウェブ橋では、せん断変形が相対的に大きくなり、全体の挙動を正確に評価するためにはその変形が考慮できる Timoshenko 梁⁶³⁾ としてモデル化する必要がある。

波形鋼板ウェブ箱桁を、通常の橋梁の耐震設計で行っているように1本の棒部材でモデル化す

る場合⁶⁴⁾、そのせん断剛性の評価法については明確な手法がないのが現状である。そこで、本項では波形鋼板ウェブ橋におけるコンクリート床版と波形鋼板部のせん断分担率を考慮し、それぞれのせん断変形から全体のせん断剛性を算出する手法を提案する⁶⁵⁾。

(2) 固有値解析におけるせん断変形の考慮方法

波形鋼板ウェブ橋において、波形鋼板部はアコーディオン効果により、橋軸方向の剛性を受け持たないという特性がある¹⁾。このことより、波形鋼板位置における図心軸周りの断面1次モーメントは一定となり、水平せん断応力度分布も一定となる（図-2.4.6）。このため、式(2.4.1)で表わされるせん断力度⁶⁶⁾ τ は波形鋼板部で一定となるため、波形鋼板部のせん断分担率 β は、式(2.4.2)のように表せる⁶⁷⁾。

$$\tau = S \cdot Q / (b \cdot I) \quad (2.4.1)$$

$$\beta = \frac{\tau \cdot b \cdot h_s}{S} = \frac{S \cdot Q}{b \cdot I} \times \frac{b \cdot h_s}{S} = \frac{Q \cdot h_s}{I} \quad (2.4.2)$$

ただし、 τ ：波形鋼板のせん断応力度

S ：断面に作用しているせん断力

I ：図心軸周りの断面2次モーメント

Q ：図心軸周りの断面1次モーメント

h_s ：波形鋼板高さ

b ：波形鋼板の厚さ

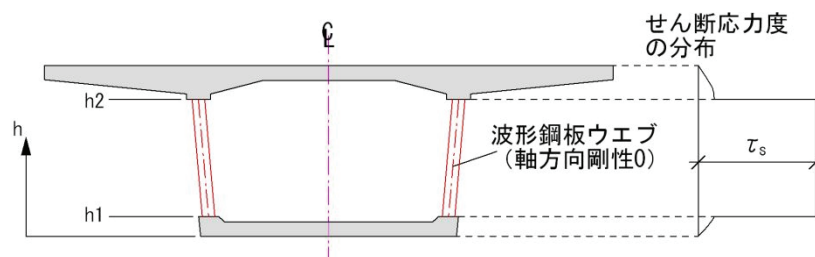


図-2.4.6 波形鋼板ウェブ橋におけるせん断応力度の分布

一方、コンクリートおよび波形鋼板部のせん断変形量は式(2.4.3)、(2.4.4)のように表せる（図-2.4.7）。

$$\delta_c = \delta_{c1} + \delta_{c2} = (1 - \beta) \times \frac{S \cdot h_c}{G_c \cdot A_c} \quad (2.4.3)$$

$$\delta_s = \beta \times \frac{S \cdot h_s}{G_s \cdot A_s} \quad (2.4.4)$$

ただし、 δ_c ：コンクリート部のせん断変形量

δ_s ：波形鋼板部のせん断変形量

h_c ：せん断力を負担するコンクリート部の高さ(= $h_{c1}+h_{c2}$)

A_c ：せん断力を負担するコンクリート断面積

A_s ：波形鋼板断面積

G_c ：コンクリート部のせん断弾性係数

G_s ：波形鋼板部のせん断弾性係数

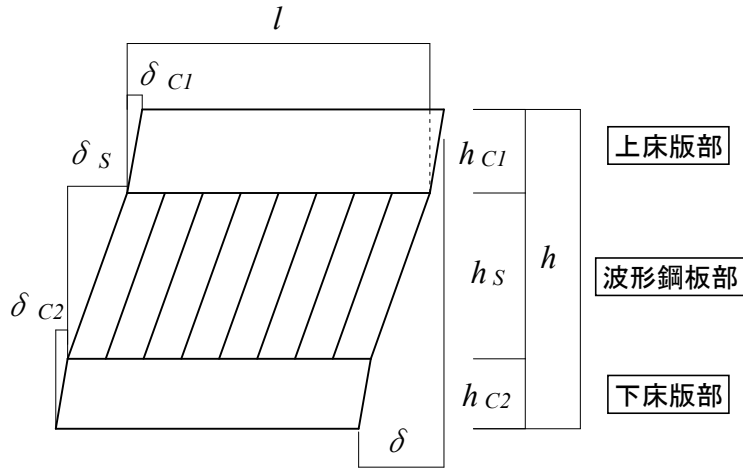


図-2.4.7 せん断変形の概念図

式(2.4.3), (2.4.4)より、全体のせん断変形は以下のように表せる。

$$\delta = \delta_c + \delta_s = S \left\{ (1 - \beta) \times \frac{h_c}{G_c \cdot A_c} + \beta \frac{h_s}{G_s \cdot A_s} \right\} \quad (2.4.5)$$

よって、全体のせん断変形を考慮した見かけのせん断剛性 $G \cdot A$ は以下のように表せる。

$$G \cdot A = \frac{S \cdot h}{\delta} = \frac{S \cdot h}{\delta_c + \delta_s} = \frac{h}{\left\{ (1 - \beta) \times \frac{h_c}{G_c \cdot A_c} + \beta \frac{h_s}{G_s \cdot A_s} \right\}} \quad (2.4.6)$$

以上より、波形鋼板ウェブ橋の主桁断面を1本の棒要素としてモデル化する場合、せん断剛性は、式(2.4.2)と(2.4.6)を用いることにより算出可能となる。

本算出式の妥当性を検証するために、波形鋼板ウェブ構造を有するエクストラード橋である日見夢大橋において、上記の算出式を用いて算出したせん断剛性を用いて固有値解析を行い、実橋にて実施した振動実験結果と比較した。その結果を表-2.4.1に示す。ここで、固有値解析に用いたコンクリートの静弾性係数は、材齢 28 日の標準養生供試体を用いた材料試験結果より、主桁は 36kN/mm^2 、主塔および橋脚は 32kN/mm^2 とした。

せん断変形を考慮しない固有値解析では、逆対称 1 次モードと対称 2 次モードが発生しなかった。また、せん断変形を考慮した値は実験値より 5%程度低い値を示しており、せん断変形を考慮しない解析値は 5%程度高い値を示している。今回の固有値解析に用いた剛性は材料試験によって得られた静弾性係数とコンクリートのみの断面形状から剛性を算出している。一方、実際の構造物には鉄筋が配置されており、コンクリートのみを考慮して求めた剛性より高くなる。通常の設計においてはこの影響は考慮しない（鉄筋を考慮した剛性算出は行わない）が、鉄筋を考慮した換算剛性を算出すると、一般的にコンクリートのみの剛性と比べ 2～10%程度増加する。すなわち、実際の構造物は、コンクリートのみの静弾性係数、断面諸元を用いて算出した解析結果より高い固有振動数を示すと考えられる。

このことから、せん断変形を考慮した固有値解析のほうが、より実際の構造物の挙動に近い値となっているといえ、式(2.4.6)を用いてせん断変形を考慮する手法は、固有値解析の精度向上に有効であるといえる。

表-2.4.1 固有値解析結果と実橋の振動実験結果

面内モード	実験値 (Hz)		③解析値 (Hz) せん断変形 考慮	比率 ③/②	⑤解析値 (Hz) せん断変形 無考慮	比率 ⑤/②
	①車両落下	②常時微動				
対称 1 次	0.73	0.72	0.68	94%	0.69	96%
逆対称 1 次	1.48	1.49	1.41	95%	—	
対称 2 次	1.69	1.69	1.56	92%	—	
逆対称 2 次	1.83	1.83	1.73	95%	1.93	105%
対称 3 次	3.12	3.09	2.92	95%	3.24	105%

2.5 新しい波形鋼板ウェブ橋の施工法の開発

2.5.1 はじめに

現在、日本における波形鋼板ウェブ橋は、設計・施工中のものも含めると 100 橋を上回っていると同時に、現在もその適用数を着実に増やしている。本構造は、コンクリート箱桁橋のウェブを波形に加工した鋼板に置き換えた複合構造であり、自重の低減が期待できること、ウェブの施工性向上が期待できることなどが実績数を伸ばしている大きな要因と考えられる。

その施工方法で最も多いのは片持ち張出し架設工法である。この片持ち張出し架設においては、自重が軽減されているためブロック長を長くできるなどの特徴はあるが、移動作業車内で波形鋼板の搬入、架設、連結が必要なことなどがあり、全体としてはコンクリート箱桁橋と同程度の作業効率とみなされる。

そこで、本項では施工の側面からの合理化を図るため、鋼板ウェブを有する本構造の特徴を施工面でも有効に活かすことを目指し、波形鋼板ウェブを架設材として用いて移動作業車などの架設機器の簡素化を図るとともに、施工の急速化も図る施工法の開発を行った。

2.5.2 新工法の概要

通常、多くの波形鋼板ウェブ橋では、波形鋼板とコンクリートの上下床版とを接合するため、波形鋼板の上下に鋼フランジを設置し、その外面にアングルジベルを設置して接合している。すなわち、今までの多くの波形鋼板ウェブ橋では、波形鋼板の上下に鋼フランジを設置していたが、その役割はコンクリート床版との接合のみであった。

一方、このフランジ付きの波形鋼板に着目すると、構造的には鋼 I 桁のウェブ部分が波形をしているような構造である。今回開発した施工方法では、この波形鋼板を先行架設し、フランジ、ウェブを接合することによって I 桁としての剛性を確保、その波形鋼板に吊り支保工と足場が一体となった簡易作業車を設置して、下床版の先行架設と先端での波形鋼板の架設を行っていく方法をとった。この手法を採用したことによって、通常の片持ち張出し架設工法で用いられている移動作業車の主部材が必要なくなり移動作業車の軽量化が図れる。本工法は、ドイツの Altwipfergrund 橋⁸⁾で初めて採用され、波形鋼板ウェブ橋の施工の合理化を担う有効な手段と考えられた。

しかし、現状の波形鋼板ウェブ橋の施工では、上床版部分の施工に多くの時間が費やされて施工サイクル上クリティカルとなっているため、この部分の施工の合理化が大きく望まれていた。そこで、上床版の施工に第二名神高速道路の古川高架橋⁶⁸⁾で開発された、プレキャストリブと埋設型枠を用いる手法を本工法に応用することにより、さらなる波形鋼板ウェブ橋の施工の合理化、急速化を図ることとした。

具体的には、鋼フランジの上にプレキャストの水平リブを設置し、その上に埋設型枠を敷設、さらにその上に現場打ちのコンクリートを打設することによって現場作業の省力化、平準化、急速化を図っている。これにより、全体の施工サイクルも短縮可能となると考えた。このサイクル

工程の手順を図-2.5.1に示す。

- ① n ブロックの波形鋼板上に簡易作業車を移動。
- ② n ブロックの下床版の型枠，鉄筋組立て。
 $n-1$ ブロックの上床版のプレキャストリブの架設。
 $n+1$ ブロックの波形鋼板の架設（上下フランジ，ウェブとも接合）。
- ③ プレキャストリブ上に埋設型枠を敷設。その上に鉄筋，床版横締めを配置。
- ④ n ブロックの下床版と $n-1$ ブロックの上床版のコンクリートを打設，養生。その後，床版横締め，架設ケーブル緊張。

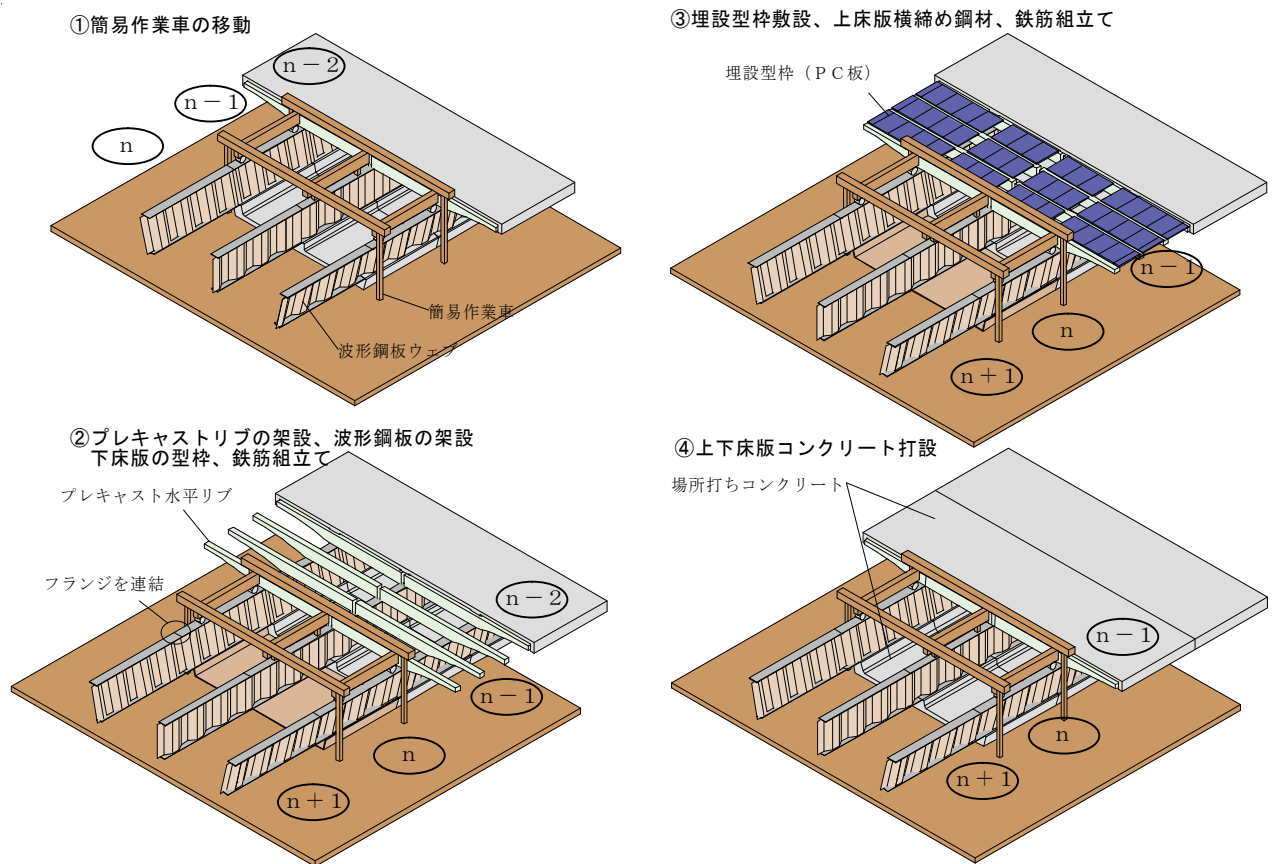


図-2.5.1 張出し施工時の施工サイクル手順

さらに，この施工法では PC ケーブルの防錆の信頼性向上や施工性の向上などの目的から全外ケーブル PC 構造を前提としているが，波形鋼板ウェブ橋に全外ケーブル PC 構造を採用した場合，張出しケーブルの定着突起は上床版から打ち下ろしたコンクリートウェブと上床版との隅角部に設置する構造となる。このとき，定着突起の内部はケーブル定着体，補強筋など過密な配置

状態となり，その組み立て作業に非常に手間がかかり，サイクル工程上クリティカルとなることが予想される．そこで，今回の施工法では，この定着突起の中でも定着体および補強筋が最も密集している先端部分をプレキャスト水平リブに一体化とし，あらかじめ工場で製作しておくことによって省力化，急速化を図った（図-2.5.2）．

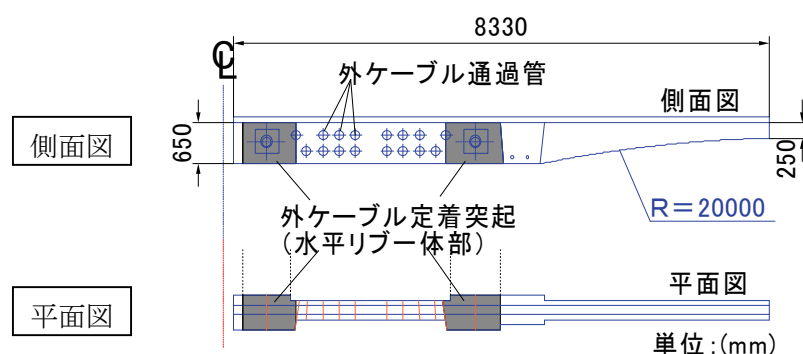


図-2.5.2 水平リブ概要図

2.5.3 構造上の諸検討

(1) 上下フランジを接合することの影響

これまで，フランジを有する波形鋼板を用いた橋梁においては，各ブロック継目において上下フランジを不連続としていた．これは，この上下フランジを不連続とすることによって橋軸方向の変形に対して抵抗しなくなり，プレストレスを導入する際にコンクリート部分へ効率よく圧縮応力が導入できると考えられていたためである．

そこで，まずこのフランジの剛性が主桁断面の剛性の中でどの程度寄与するかを検討した（表-2.5.1）．この結果より，フランジの軸方向剛性が主桁全体に与える影響はわずかに3%程度であり，実構造においてはほとんど影響を及ぼさないと考えられた．

表-2.5.1 断面剛性に与える鋼フランジの影響

フランジ剛性	単位	無考慮	考慮	比率
主桁断面積	(m^2)	10.5	10.9	103%
断面2次モーメント	(m^4)	109.8	112.8	103%

さらに，これまでのフランジを不連続とすることによって橋軸方向の変形に抵抗しないとされてきたことが妥当であったかを立体 FEM 解析と，山陽自動車道の小犬丸川橋³⁾での実橋計測の結果から検討した．その結果，これまでのように各ブロックでフランジを不連続としても，アングルジベルなどの接合構造により一体化が図られており，プレストレスを導入した際に鋼フランジのほとんどの部分で橋軸方向応力が発生しており，橋軸方向に連続，不連続に関係なくフランジは抵抗していることが判明した（図-2.5.3）．なお，フランジ継目で応力伝達が小さいのは，今

回計測したフランジ端部の計測点は最端部のアングルジベルよりもさらに端部側であったためであると考えられる。以上のことより、フランジを接合しても構造上影響ないものと判断した。

一方、一般的な張出し施工時においては、このフランジ不連続部で上越し量の調整を行っていた。今回は上下フランジの高力ボルト接合におけるボルト孔を拡大孔（ボルト径 22mm に対し、孔径 26.5mm）とすることで毎ブロックの微調整を、また、必要に応じて数ブロックに 1 回、添接板の孔位置を調整することによって施工誤差の調整を行うこととした。

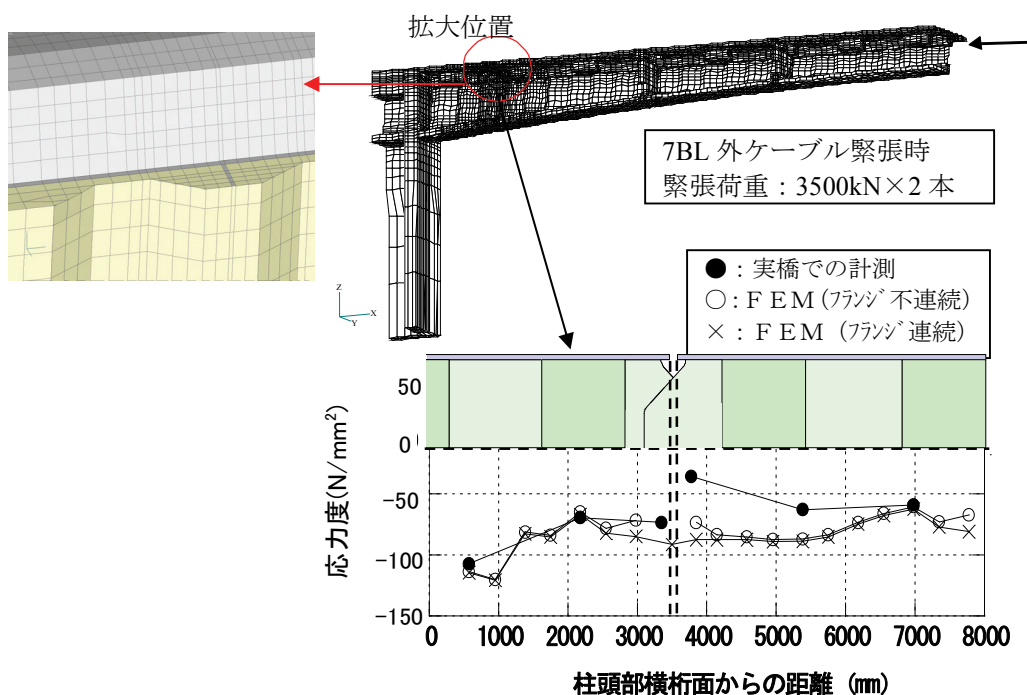


図-2.5.3 フランジを不連続としたことの効果（フランジ応力度）

(2) 外ケーブル定着突起の設計

本施工法の張出し外ケーブルの定着突起は、1.6m のリブ間に設置する構造とした。また、前述のように、定着突起の定着面付近は、プレキャスト水平リブに一体構造として組み込まれている。一方、プレキャスト水平リブは、波形鋼板の架設後に上フランジ上に設置されるため、リブ直下には波形鋼板と上床版を接合するジベル構造を配置できない（図-2.5.4）。このためリブ間に打設される現場打ちコンクリート部を介して波形鋼板と接続される構造としている。

このような複雑な構造であるため、外ケーブル定着突起の設計は立体 FEM 解析を用いて行った。その結果の例を図-2.5.5 に示す。この突起に発生している応力度は、他の同様な波形鋼板ウェブ橋における外ケーブル定着突起に発生している応力度よりも若干小さい値となった²⁹⁾。これは、外ケーブル定着突起の前面に配置されている水平リブに、定着突起の変形を抑制する効果があるためだと考えられる。

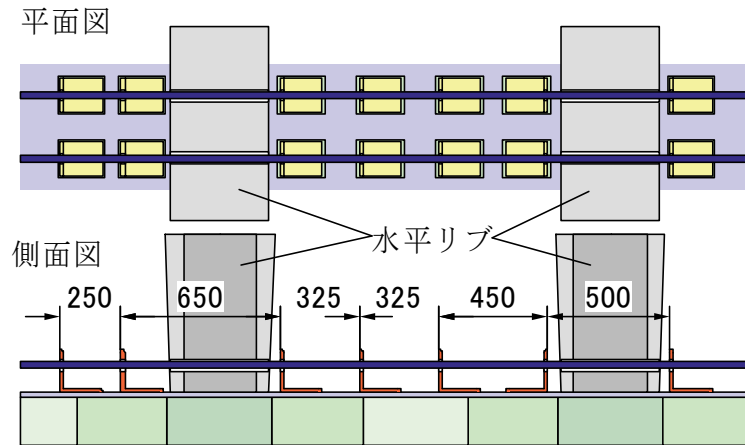


図-2.5.4 アングルジベルと水平リブの関係

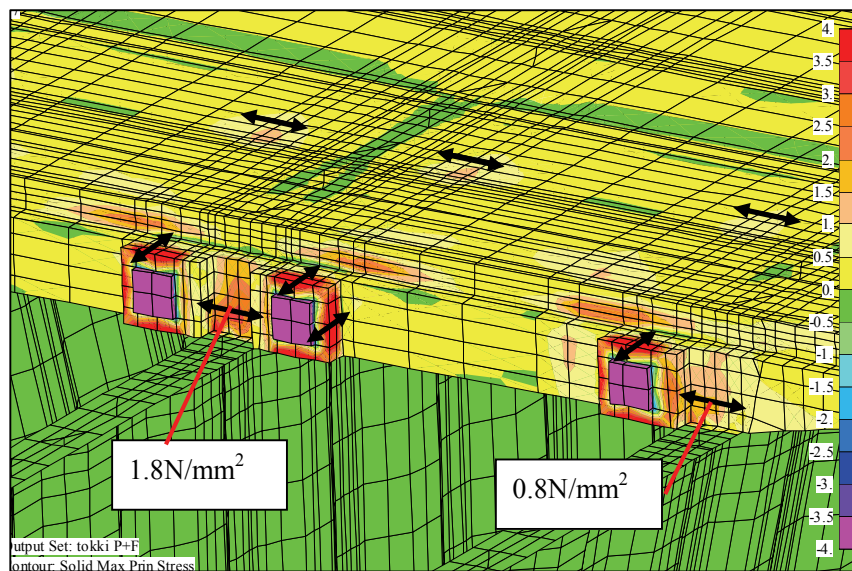


図-2.5.5 定着突起の FEM 解析結果

(3) 外ケーブル定着突起の実物大確認実験

前述のように、上床版と上鋼フランジを連結するジベル構造は水平リブ位置で不均一な配置となっている。また、この部分に外ケーブルの定着突起を設置する箇所があり、局部的に大きな力が作用する部分もある。これらのことから、外ケーブル定着時に水平リブと鋼フランジとの剥離や、その近傍のアングルジベルなどに大きな局部応力が発生することが懸念される。

そこで、この部分の安全性を確認するため、上床版をモデル化した実物大の外ケーブル定着実験を行った。実験供試体の概要図を図-2.5.6に示す。実験では実際の橋梁の上床版部をモデル化し、実橋で用いる 19S15.2 のケーブルを、実橋での導入緊張力の 3500kN およびケーブル降伏値に近い 4000kN まで緊張して、ひび割れ状況、接合部付近の挙動、終局時の破壊に対する安全性などを調査した。この結果、定着突起の前面（図中の D-1）において、突起が鉛直下向き（フランジに入り込む方向）に 0.02mm 移動していることが確認された。それ以外の部分（図中の D-2,3）においても開く方向の変形は確認されなかったため、コンクリート部と鋼フランジの間には隙間

は発生していないものと判断した（図-2.5.7）。

また、定着突起近傍のアングルジベルにひずみゲージを配置し計測した結果を図-2.5.8に示す。この結果からわかるように外ケーブル定着位置に最も近いアングルジベルのみに応力が発生しており、その値も 20N/mm^2 程度と許容応力度の 80N/mm^2 に比べて十分小さい値となっている。ここで、R-2 のみに応力が発生しているのは、このアングルジベルが最も外ケーブル定着部に近く、他のアングルジベルにはほとんど変形が発生していないためと考えられる。また、図 2.5.7 より、R-1、2 アングルジベルには鉛直圧縮力が作用していると考えられるとともに、外ケーブルの緊張方向に曲げられるような水平変形が発生していると予想できる。R-1 においては、この軸圧縮力と曲げモーメントによる発生応力が打ち消し合い、鉛直応力はほとんど 0 になっているとともに、これらが合成する R-2 は、最大約 20N/mm^2 の応力が発生しているものと考えられる。

これらのことから、突起部周辺での一体性、安全性が確保できていると判断した。

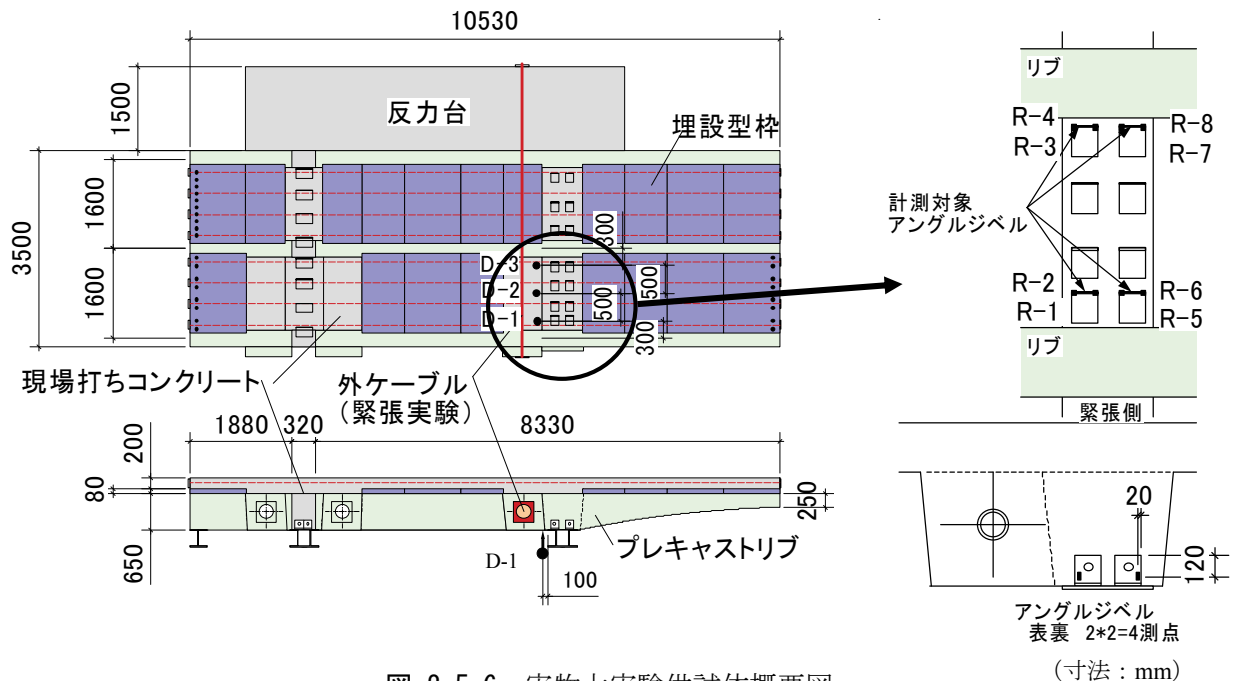


図-2.5.6 実物大実験供試体概要図

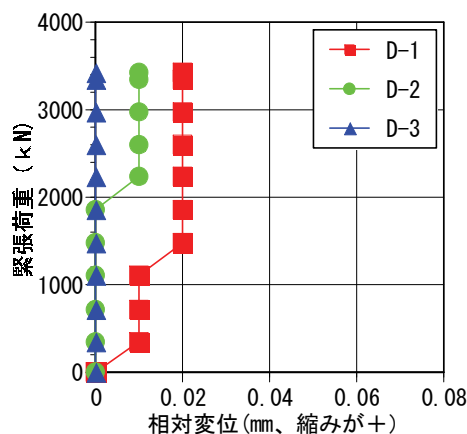


図-2.5.7 接合部での隙間計測結果

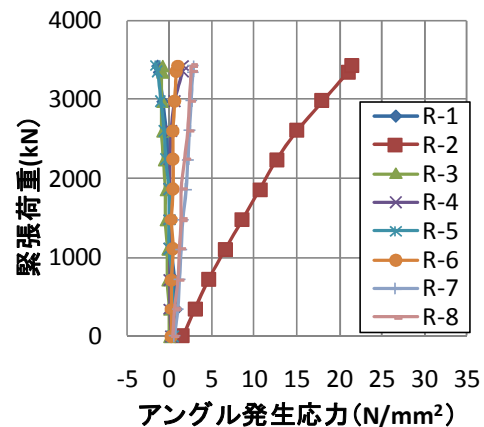


図-2.5.8 アングルジベルの発生応力

2.5.4 実施工への適用

(1) 適用橋梁概要

今回開発した施工法の有効性を検証するため、新名神高速道路信楽第七橋（PC 上部工）工事において本工法を適用した⁶⁹⁾。本工事は、第二名神高速道路が滋賀県を通過するなかの信楽インターチェンジ付近に建設される 5 径間連続ラーメン橋と、2 径間連続ラーメン橋の 2 橋の波形鋼板ウェブ橋を建設する工事である。両橋は幅員が 17.63m であり、二室箱桁を採用している。また、主ケーブルは耐久性能においてグラウトの良否という人的な要因を排除し、信頼性を向上させるために全外ケーブル構造を採用したが、張出しケーブルは毎ブロック定着とし、応力伝達性を考慮し、各ウェブにそれぞれ定着することとした（1 ブロック 4 本定着）。その配置と必要量の関係から、ケーブルシステムは 19S15.2 と 12S15.2 の二種類を用いた。なお、完成系ケーブルはすべて 19S15.2 である。本橋の一般図、断面図を図-2.5.9～12 に示すが、断面図に示すように上床版はプレキャスト水平リブと埋設型枠、および現場打ち部によって構成されている。

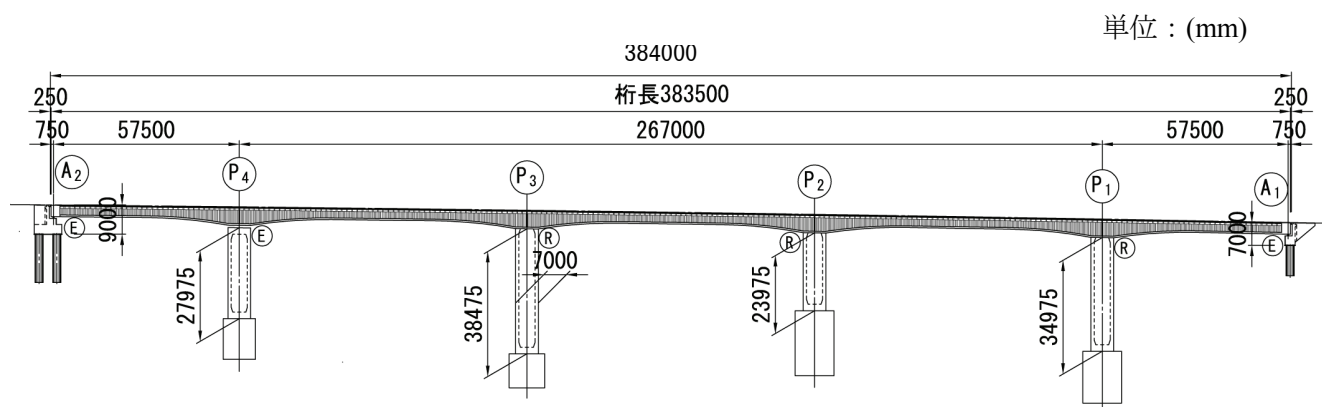


図-2.5.9 信楽第七橋側面図

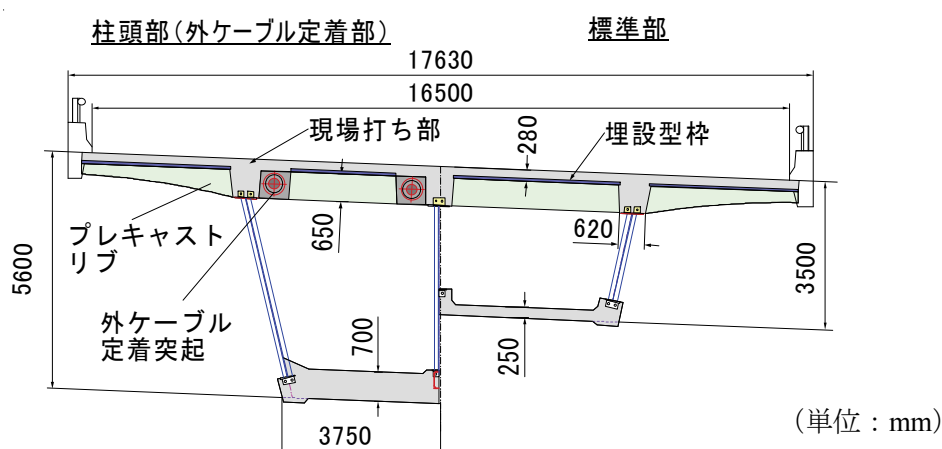


図-2.5.10 信楽第七橋 断面図

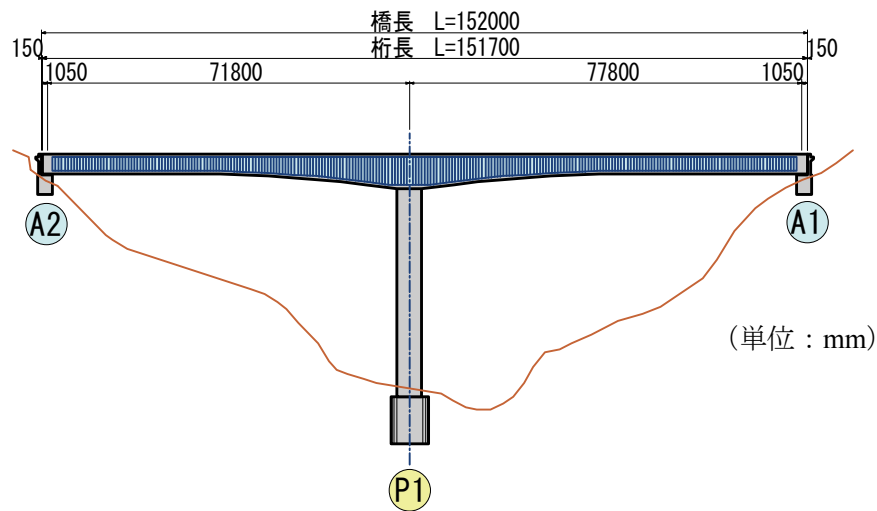


図-2.5.11 信楽第六橋 側面図

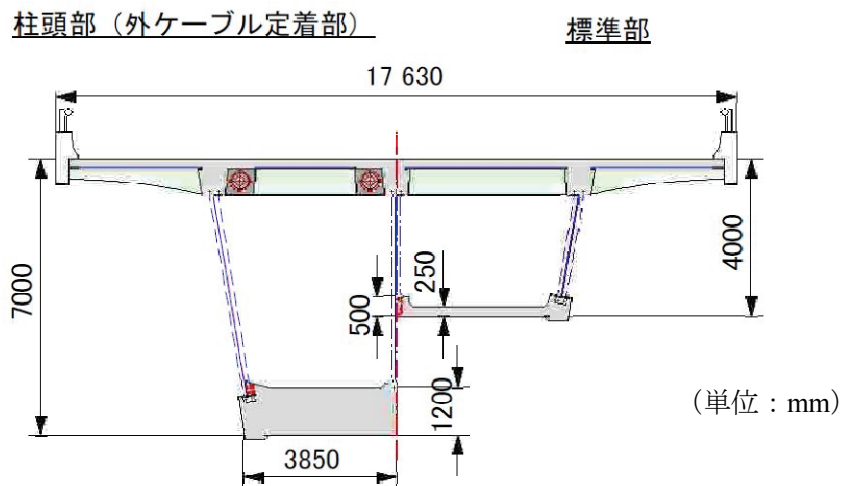


図-2.5.12 信楽第六橋 断面図

(2) 施工概要

a) 作業効率

本橋は、片持ち張出し架設工法にて架設される波形鋼板ウェブ橋であるが、従来はこの構造を図-2.5.13に示すような移動作業車を用いて架設していた。この従来工法の場合、作業域を1箇所として作業するため、移動作業車の移動後に作業車内で波形鋼板の架設から型枠、鉄筋、PC鋼材組立まで一連の作業を行っていた。したがって、各工種が完了しなければ次工種の作業を開始できず、サイクル日数が長くなっていた。また、鉄筋、型枠工等の作業時期が限られ、作業員の遊休も生じていた。

これに対して本工法の場合、図-2.5.14に示すような簡易作業車を用いて架設しており、作業域が波形鋼板の架設（ $n+1$ ブロック）、下床版の施工（ n ブロック）、上床版の施工（ $n-1$ ブロック）の3箇所となり、各領域での作業を同時展開することで工程の短縮が可能となった。さらに以下の方策により、各作業の省力化を図っている。

- ①プレキャストリブに張出し PC 鋼材の偏向機能を備えさせ、定着体もリブ内に埋設することにより、従来現場で時間を要していた偏向部、定着部の施工を短縮する。
- ②上床版にプレキャスト部材（プレキャストリブ、埋設型枠）を用いることで、型枠工を省力化する。また、このことにより外ケーブルの挿入時に障害となっていた上床版型枠を受ける仮設部材がなくなり、外ケーブル挿入時期の制限がなくなる。
- ③波形鋼板、プレキャスト部材組み立て用の荷揚げ設備（クレーン）を橋面に常駐させ、各作業を効率的に行えるようにする。
- ④先行して架設される波形鋼板設置時には、直上に障害となる部材がないため、施工が容易となる。

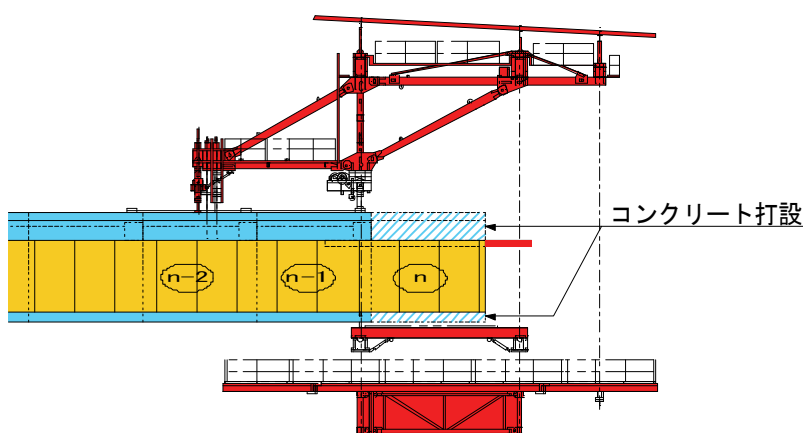


図-2.5.13 従来工法の移動作業車

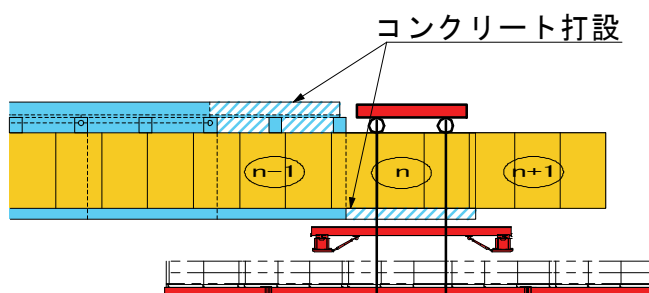


図-2.5.14 本工法の簡易作業車

b) 簡易作業車

従来の移動作業車は既設橋面上にアンカー、移動レール設備を必要としていた。これに対して、本工法では波形鋼板の上フランジに移動用のレールを設置した吊り下げ構造となっているため、移動作業も容易であるうえ、床版に施工用のアンカー孔等を設け、移動後に固定する必要がない。また、従来の移動作業車の主部材（トラス部材など）がなく、波形鋼板で支える構造であるため、作業車の簡素化が可能となっており、従来の架設作業車重量に比べて軽量化が可能となっている。

(図-2.5.13, 14). さらに, 上床版に施工用の孔を設置する必要がないため, 橋面の水密性が向上するとともに, 橋面状に防水シートを敷設する際に障害となる不陸の抑制にもつながる.

c) 波形鋼板の架設

本橋で使用される波形鋼板の重量は $25\sim 35\text{kN}$ であるが, これを橋面に配置したホイールクレーンにて直接架設した. 架設した後に上下の鋼フランジを高力ボルトにて接合し, ウェブ部分は1面重ねすみ肉溶接にて接合した. また, 波形鋼板の形状管理は, 両側の斜ウェブを含め, 設置時に図-2.5.15 に示すような形状保持材を配置することで断面の保持, 据付け形状の調整を容易にしている. また, この形状保持材は, 簡易作業車の自重だけでなく, 横からの風荷重やコンクリート打設等の荷重の偏載荷等を考慮して設定している.

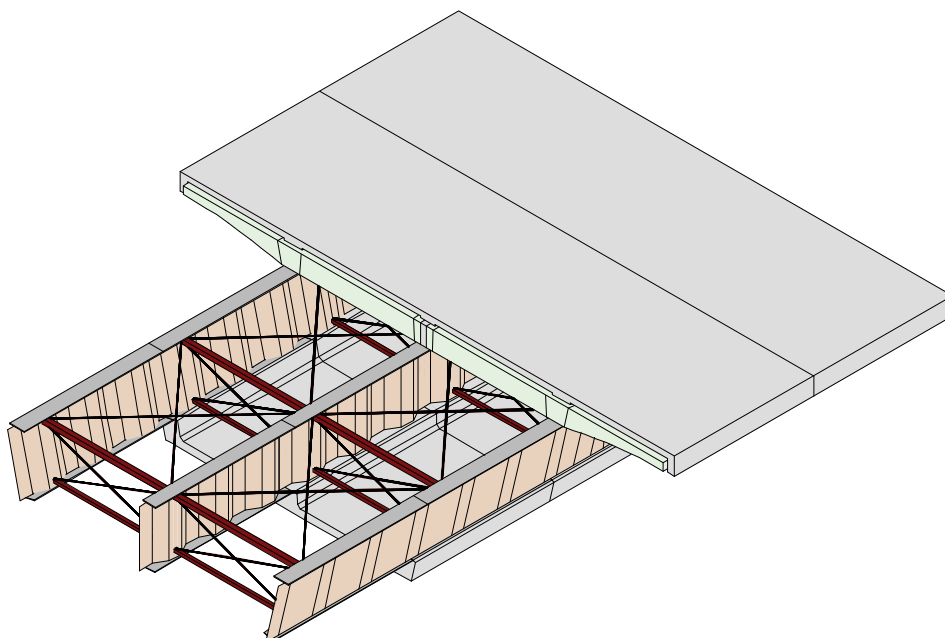


図-2.5.15 形状保持材の配置概要図

d) プレキャスト部材

①プレキャスト水平リブ

本橋は総幅員が 17.63m であることから, 水平リブは橋軸直角方向に2分割した構造としている(図-2.5.2). 1本あたりの重量は約 40kN で, これを2次製品工場において製作, 輸送し, 橋面上のホイールクレーンにて所定の位置へ架設した. なお, これらの水平リブは波形鋼板の波長に合わせて 1.6m 間隔で設置し, 3スパンで施工ブロックの 4.8m を構成している. この間隔の利点としては, プレキャスト水平リブ自身が外ケーブル挿入時の支持点となるため, 外ケーブルを設置するために別途支持設備を必要とせず, 箱桁内作業の簡略化が図れることが挙げられる.

また, プレキャストリブ間のウェブコンクリートの型枠は, 予めプレキャストリブに埋設したインサートを用いることで, 型枠セパレータを必要としない施工法を実現した.

⑤ 埋設型枠

プレキャストリブ間に配置される PC 板は、幅が 700～1000mm で約 2kN/枚の寸法を採用しており、1 ブロックでの設置枚数は 50 枚である。この寸法の利点としては、軽量で施工性が良いこと、設置面の微少な凹凸への接地対応性が良いことが挙げられる。

e) 施工精度管理

各ブロックの施工は、先行する波形鋼板の方向と高さ管理を厳密に行えば、形状保持材とプレキャスト材が定規となるため、断面の出来形管理が容易である。また、先行の波形鋼板のみの断面部、波形鋼板＋下床版の断面部、波形鋼板＋上下床版（完成断面）と剛性が複雑に変化する構造系での上越し管理が必要となったが、施工時のたわみ計算を行う際に、それぞれの剛性を考慮した計算を行うとともに、波形鋼板部のせん断変形も考慮して解析精度を向上させ、その値を用いた上越し管理を行うことで、±25mm の施工管理精度内での管理を実現した。

2.5.5 考察

本項では、現在日本で施工実績が着実に増えつつある波形鋼板ウェブ橋を、合理的かつ急速に施工できる施工法の提案を試みた。具体的には、

- ・今まで完成系でのせん断抵抗のみに考慮していた波形鋼板を、施工時の架設材として利用する
- ・上床版の施工にプレキャスト部材を用いて施工の省力化、急速化を図る

の 2 点を組み合わせた施工法を新たに開発した。本施工法の採用により、移動作業車が簡易化できるとともに工程が短縮でき、機械損料の低減が図れた。また、片持ち張出し時の先端荷重が減少するため、架設 PC 鋼材を低減できる可能性がある。さらに、上床版は下床版より 1 ブロック遅れて架設していくため、最終ブロックに配置する架設 PC 鋼材が省略できる。一方、波形鋼板を架設材として利用するために、波型鋼板のみの状態において移動作業車を支持する必要がある、上下フランジの必要断面積が増加する。

工程においては、通常の波形鋼板ウェブ橋の片持ち張出し架設において最も人工と時間を要していた上床版の施工にプレキャスト部材を用いることで、現場における省力化が図れる。

以上の効果を確認するため、本工法を第二名神高速道路信楽第七橋（PC 上部工）工事に適用した。その結果、PC 鋼材の減少、架設機械の簡略化、工程短縮による工費縮減効果と、波形鋼板の増加、上床版のプレキャスト部材の使用による工費増加効果が相殺され、最終的に通常の施工と比較し同程度以下の工費となった。一方、工程については、約 6 割程度までサイクル工程を短縮できることが確認できた。

以上より、今回提案した新工法は、工費を増加させることなく、省力化、工程短縮が可能であり、波形鋼板ウェブ橋の施工の合理化に寄与できる工法であるとみなすことができる。

なお、本施工法を適用した第二名神高速道路信楽第七橋は 2004 年 12 月に無事竣工し、2008 年 3 月には本橋を含む路線が開通、供用されている。また、その後、2010 年 6 月時点で 12 橋の本工法の適用事例がある。

2.6 まとめ

本章では、プレストレストコンクリート箱桁橋の上部工の合理化対策として波形鋼板ウェブ橋を取り上げ、現状における設計上の問題点の解決を目指すとともに、施工のさらなる省力化、急速化を目指して各種検討を行った。

(1) 波形鋼板ウェブ橋のせん断挙動に関する検討結果

2.2 章では波形鋼板ウェブ橋のせん断挙動に着目し、実物大箱桁供試体、1/2 箱桁供試体によるせん断実験を行い、波形鋼板のせん断分担率やせん断座屈挙動に関する検討を行った。その結果、以下のことが明かとなった。

- ①波形鋼板のせん断分担率は、コンクリート部との剛性比率やコンクリート部のひび割れ進展性と密接に関係し、一定ではない。
- ②波形鋼板のせん断分担率は、コンクリート部のひび割れ損傷の進展に伴い、波形鋼板がせん断降伏するまで徐々に増加していく。その後は波形鋼板が受け持つせん断力が一定となるため、荷重の増加に伴ってせん断分担率は徐々に減少し、波形鋼板がせん断座屈するとその減少度合いが早まる。ただし、急激に 0 になることはない。
- ③ひび割れ発生後のせん断分担率はファイバーモデルを用いた非線形解析を行い、コンクリート部のひび割れを考慮した断面剛性を用いることで実用上問題ないレベルで算定できる。
- ④上記の手法で波形鋼板とコンクリートのせん断分担率、その変化度合いを評価し、実橋の設計に考慮することでより合理的な設計が可能になると考えられる。支間長 130m の模擬橋梁で試算した結果、約 15%の波形鋼板重量の低減効果が確認できた。
- ⑤4辺をコンクリートで拘束された波形鋼板のせん断座屈は、波形鋼板のみのそれとは異なり緩やかに進行していく。このため、せん断座屈に対して過度の安全率を確保する必要はない。
- ⑥波形鋼板ウェブ橋において波形鋼板がせん断降伏するまでの挙動は、ファイバー要素を用いた非線形解析（曲げ挙動）と弾性FEM解析（せん断変形）を組み合わせることで、変形を含めた挙動を実用上問題ない精度で評価できる。また、有限変位非線形FEM解析を適切に用いることにより、コンクリートで囲まれた波形鋼板のせん断降伏挙動も評価できる。

(2) 波形鋼板ウェブ橋の疲労に関する検討

2.3 章では、波形鋼板の疲労の問題に着目し、波形鋼板のうち特に疲労上問題となると考えられる波形鋼板同士の溶接継手部に着目して、実物大の疲労実験供試体を用いた検討を行った。その結果、以下のことが明かとなった。

- ⑦波形鋼板ウェブ橋を片持ち張出し架設工法にて施工する際、波形鋼板同士を現場にて接合する必要があるが、橋梁の形状管理を考えた場合、現地での調整が容易な 1 面重ねすみ肉溶接継ぎ手の採用が有効である。
- ⑧上記の場合、上下端に溶接作業用にスカラップを配置する必要があるが、そのスカラップ部に

は局部応力が発生し、繰り返し荷重などによる疲労損傷が懸念される。この対策として、X 型のスカラップを提案した。

⑨このスカラップの疲労特性を実物大の箱桁切出し模型を用い、実橋を模擬した応力状態での疲労実験により確認した。その結果、X 型スカラップは高い耐疲労特性を有していることを確認した。

⑩実物大の疲労実験において、上床版との接合構造はアングル接合を用い、この部分のひずみもあわせて計測した。この結果、アングル接合も上記と同様、高い耐疲労性を有していることを確認した。

(3) 波形鋼板ウェブ橋の設計におけるその他の検討

2.4 章では、波形鋼板ウェブ橋の設計に関するその他の検討として、以下の提案を行った。

⑪波形鋼板と支点横桁との接合構造について、実物大のせん断実験によって検討した。その結果、埋込み接合が最も確実に結合できることを確認した。また、耐久性上も埋込み接合が推奨できるものと考えられる。

⑫波形鋼板ウェブ橋の固有値解析などを行う際、せん断変形を考慮する必要がある。このとき、Timoshenko 梁としてモデル化する必要があるが、このモデル化におけるせん断剛性の算出方法を提案した。

(4) 波形鋼板ウェブ橋の施工の合理化に関する検討

2.5 章では、波形鋼板ウェブ橋のさらなる合理的な施工法を提案することを試みた。波形鋼板ウェブ橋を現在最も多く採用されている片持ち張出し架設工法にて施工する場合に、波形鋼板を架設材として利用するとともに、上床版をプレキャスト部材を用いて施工する工法を提案した。この工法を採用することにより、移動作業車の軽量化が図れるとともに、現地での省力化が図れ、サイクル工程が約 4 割短縮できることを実施工において確認した。

<参考文献>

- 1) 波形鋼板ウェブ合成構造研究会：波形鋼板ウェブ PC 橋 計画マニュアル (案)，pp.1, 1998.12
- 2) Elgaaly, M. and Dagher, H.: Beams and Girders with Corrugated Webs, *Proceedings of the SSRC Annual Technical Session*, Lehigh University, pp.37-53, 1990
- 3) 川田忠樹監修，野村國勝・梶川靖治編著：複合構造橋梁，1994.9
- 4) MEURISSE Pierre, GHARBI Karim, PHAM Xuan Thao and VIALLOON Jean-Pierre: A New Generation of Composite Bridges the Boulonnais Viaducts in France, *The French Technology of Concrete*, AFPC-AFREM, National Report on FIP '98, pp.265-274, 1998
- 5) A. CAPRA and A. LEVEILLE: Fatigue Test of a Corrugated Web Girder, *The French Technology of Concrete*, AFPC-AFREM, National Report on FIP '98, pp.19-24, 1998

- 6) Combault, J.: The Maupre viaduct near Charolles, AISC National Steel Construction Conference, 1988.2
- 7) Combault, J., Lebon, J. and Pei, G.: Box-Girders Using Corrugated Steel Webs and Balanced Cantilever Construction, Proceedings of FIP Symposium '93 Kyoto, pp.417-424, 1993.10
- 8) Roesler, H. and Denzer, G.: The Prestressed Concrete Bridge Altwipfergrund with Corrugated Steel Webs, the Proceedings of the First fib Congress in Osaka, pp.339-346, 2002.10
- 9) 島田静雄 : Ripple Web Girder による鋼板のせん断試験, 土木学会論文集, 第 124 号, pp.1-10, 1965.12
- 10) 田川健吾, 岡本晴仁, 中田公夫 : コルゲートウェブガーダーの研究, 日本鋼管技報 Vol.71, pp.25-33, 1976.10
- 11) 佐藤 靖, 吉田 茂, 大浦 隆, 服部政昭 : 新開橋の設計と施工計画, 第 3 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.181-186, 1992.11
- 12) 例えば, 山口恒太, 山口隆裕, 池田尚治 : 波形鋼板ウェブ構造のせん断挙動について, 第 3 回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, pp.77-82, 1995.11
- 13) 波形鋼板ウェブ合成構造研究会 : 波形鋼板ウェブ PC 橋 計画マニュアル (案), pp.31-36, 1998.12
- 14) 山口恒太, 山口隆裕, 池田尚治 : 波形鋼板をウェブに用いた複合プレストレストコンクリートの力学的挙動に関する研究, コンクリート工学論文集, 第 8 巻第 1 号, pp.27-41, 1997.1
- 15) (社)プレストレストコンクリート技術協会 : 複合橋設計施工規準, pp.72-76, 2005.11
- 16) 三浦良則, 高橋恵悟 : 松の木 7 号橋, 橋梁と基礎 95 年 8 月号, pp.102-103, 1995.8
- 17) 水口和之, 芦塚憲一郎, 古田公夫, 大浦 隆, 滝 慶司, 加藤卓也 : 本谷橋の設計と施工, 橋梁と基礎 98 年 9 月号, pp.2-10, 1998.9
- 18) 小野聖久, 大城壮司, 桜田道博, 大浦 隆 : 波形鋼板ウェブ橋における埋込み接合部の耐久性の検討, コンクリート工学, Vol.44, No.8, pp.23-29, 2006.8
- 19) 鈴木永之, 紫桃孝一郎, 桜田道博, 立神久雄 : 波形鋼板ウェブ橋におけるコンクリート床版接合部の横方向性状, コンクリート工学論文集, 第 15 巻第 1 号, pp.93-101, 2004.1
- 20) 岩崎雅紀 : 波形鋼板ウェブ橋の疲労に関する検討, 橋梁と基礎, 2002 年 8 月号, pp.23-25, 2002.8
- 21) 佐川信之, 酒井松男, 岡澤祐三, 益子博志, 春日昭夫, 田添耕治 : 日見橋 (仮称) の設計と施工, 橋梁と基礎 2003-6 月号, pp.2-10, 2003.6
- 22) 上東 泰, 濱崎英輝, 山本 徹, 奥山 元 : 矢作川橋の設計・施工の概要と維持管理計画, コンクリート工学, Vol.43, No.11, pp.36-43, 2005.11
- 23) 佐川信之, 岡澤祐三, 白武繁行, 益子博志 : 波形鋼板ウェブエクストラード橋の施工の振動実験, プレストレストコンクリート, Vol.46, No.5, pp.23-31, 2004.9
- 24) 永田孝夫, 安川義行, 梅津健司, 永元直樹 : 波形鋼板ウェブ PC 橋の実橋載荷実験ー山陽自動車道小犬丸川橋ー, プレストレストコンクリート, Vol.45, No.1, pp.105-114, 2003.1
- 25) 東日本高速道路株式会社, 中日本高速道路株式会社, 西日本高速道路株式会社 : 設計要領 第

二集 橋梁建設編，第9章，pp.9-33，2006.4

- 26) 例えば，角谷 務：今後の PC 橋の将来展望＝波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋への展開＝，第 10 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，特別講演Ⅱ，pp.(7)-(15)，2000.10
- 27) 例えば，阿田芳久，町田文孝，溝江慶久，落合 勝：波形鋼板ウェブ PC 橋の梁試験体を用いた静的載荷・疲労実験，第 10 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.11-16，2000.10
- 28) 例えば，水口和之，芦塚憲一郎，依田照彦，佐藤幸一，桜田道博，日高重徳：本谷橋の模型実験と実橋載荷実験，橋梁と基礎，pp.25-34，1998.10
- 29) 藤岡正男，中藺明広，春日昭夫，永元直樹：小犬丸川橋（波形鋼板ウェブ橋）の設計，第 10 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.425-430，2000.10
- 30) 十河藤雄，尾崎元治，原 克彦，廣瀬 毅，永元直樹：小犬丸川橋の施工技術と施工管理－全外ケーブル方式による波形鋼板ウェブ橋－，橋梁と基礎，pp.9-16，2002.12
- 31) Sogo, F., Abe, T., Kasuga, A. and Nagamoto, N. : Design and Construction of Koinumarukawa Corrugated Steel Web Bridge, Proceedings of First fib2002 Congress, 2002.10
- 32) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲ コンクリート橋編，2002.3
- 33) 小西一郎，横尾義貫，成岡昌夫，丹羽義次：構造力学第Ⅰ巻，丸善株式会社，pp.158-166，1966.10
- 34) 林 和彦，織地 哲，山口隆裕，池田尚治：鉄筋コンクリート部材のせん断挙動に及ぼす寸法効果について，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.3，2001.7
- 35) 鈴木永之，上東 泰，永元直樹：波形鋼板ウェブ橋のせん断座屈挙動に関する実験的研究，第 12 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.549-552，2003.10
- 36) 山崎正直：波形鋼板ウェブの座屈耐荷力，構造工学論文集，Vol.47A，pp.19-26，2001.3
- 37) 小尾博俊，白谷宏司，長田光司，小野聖久：波形鋼板ウェブ橋のせん断分担率に関する研究，第 14 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.37-42，2005.11
- 38) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ 鋼橋編，pp.184，2002.3
- 39) (社) 日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針，pp.9-24，2002.3
- 40) 江崎慶治，小西拓洋，坂井逸朗，武内隆文：波形鋼板ウェブ橋継手部 X 型スカラップ部の疲労強度，土木学会第 56 回年次学術講演会概要集，2001.10
- 41) (社) 日本鋼構造協会：「鋼構造物の疲労設計指針・同解説」，1993.4
- 42) 永元直樹，坂井逸朗，春日昭夫，小西拓洋，高木康宏：波形鋼板ウェブ橋の横方向疲労特性に関する実験的研究，第 11 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.413-418，2001.11
- 43) Itsuro Sakai, Akio Kasuga, Kenji Umezu and Naoki Nagamoto: Experimental Research Relating to Fatigue of Corrugated Steel Web Bridge, The Proceedings of the First fib Congress, Session 5, pp.277-284, 2002.10
- 44) (社) 日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針，pp.29-30，88，2002.3

- 45) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編, pp.20-26, 1990.2
- 46) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編, pp.14-17, 1996.12
- 47) 山崎正直, 内田宗武, 御子柴光春：実物大モデル実験による波形鋼板～コンクリート接合部強度の研究, 第 7 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.719-724, 1997.10
- 48) 岩崎雅紀：波形鋼板ウェブ橋の疲労に関する検討, 橋梁と基礎, 2002 年 8 月号, pp.23-25, 2002.8
- 49) 松本正之, 小林 寛, 正司明夫, 栗田章光：波形鋼板ウェブ PC 橋（中野高架橋）－波形鋼板と床版接合部のせん断実験, 第 10 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.871-874, 2000.10
- 50) 前田良文, 前原直樹, 手嶋和男, 三浦泰博：前谷橋－全外ケーブル方式波形鋼板ウェブ PC 橋－の設計, 第 10 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.419-424, 2000.10
- 51) 三浦良則, 高橋恵悟：松の木 7 号橋, 橋梁と基礎 95 年 8 月号, pp.102-103, 1995.8
- 52) 前田良文, 飯島基裕, 浅井 洋, 春日昭夫：波形鋼板ウェブエクストラードード橋の斜材定着構造および曲げ挙動に関する研究, 土木学会論文集, No.794/I-72, pp.227-238, 2005.7
- 53) 紙永祐紀, 春日昭夫, 永元直樹, 梅津健司：波形鋼板ウェブの新しい継手方法に関する実験的研究, 第 11 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.419-422, 2001.11
- 54) 貝沼重信, 細見直史, 金仁 泰, 伊藤義人：鋼構造部材のコンクリート境界部における経時的な腐食挙動に関する研究, 土木学会論文集, No.780/I-70, pp.97-114, 2005.1
- 55) (社) 日本道路協会：鋼道路橋塗装・防食便覧, pp.I-29-I-32, 2005.12
- 56) Maeda, Y., Imaizumi, Y., Kasuga, A. and Tazoe, K.: Design and Construction of the Himi Bridge – Extradosed Bridge with Corrugated Steel Web -, Proceedings of the First fib Congress Osaka, pp.95-100, 2002.10
- 57) 藤田貴敏, 福原寛光, 宇佐美 惣, 張 建東：栗東橋の設計概要－波形鋼板ウェブPCエクストラードード橋－, 第12回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.661-668, 2003.10
- 58) 上東 泰, 濱崎英輝, 山本 徹, 奥山 元：矢作川橋の設計・施工の概要と維持管理計画, コンクリート工学, Vol.43, No.11, pp.36-43, 2005.11
- 59) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 耐震設計編, 2002.3
- 60) (社) 日本道路協会：道路橋耐風設計便覧, 2007.12
- 61) 波形鋼板ウェブ合成構造研究会：波形鋼板ウェブ橋に関するQ and A, 2002.6
- 62) (社) プレストレストコンクリート技術協会：外ケーブル構造・プレキャストセグメント工法設計施工規準, pp.103-105, 2005.6
- 63) 成岡昌夫：構造力学要論, 丸善株式会社, pp.52-56, 1974.6
- 64) (社) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料－PCラーメン橋・RCアーチ橋・PC斜張

- 橋・地中連続壁基礎・深礎基礎等の耐震設計計算例ー，1999.1
- 65) 佐川信之，岡澤祐三，白武繁行，益子博志：波形鋼板ウェブエクストラードード橋の施工の振動実験，プレストレストコンクリート，Vol.46，No.5，pp.23-31，2004.9
- 66) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編，pp.153，2002.3
- 67) 紫桃孝一郎，中藺明弘，鈴木永之，永元直樹，浅井 洋：波形鋼板ウェブを有する箱桁橋のせん断挙動に関する実験的研究，土木学会論文集 A Vol.64 No.2， pp.223-234， 2008.4
- 68) 池田博之，水口和之，春日昭夫，室田 敬：古川高架橋の設計と施工（上），橋梁と基礎2001-2，pp.2-9，2001.2
- 69) 永元直樹，中藺明広，安川義行，春日昭夫：張出し施工時に波形鋼板を架設材として利用した信楽第七橋の設計，第12回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.429-432，2003.10

第3章 長支間ラーメン箱桁橋下部工の合理化

3.1 鉄筋コンクリート橋脚の現状と課題

コンクリート橋の合理化を考える場合、橋梁全体をシステムとしてとらえ、上部工だけでなく、橋脚や支承などの付属物も含めたトータルでの合理化を考えることが必要である。供用後のコンクリート橋においてメンテナンスが多い部位として支承部が挙げられる。すなわち、コンクリート橋のライフサイクルでの合理化のためには、支承部の数を減らすことが有利となる。このためには上部工と橋脚を剛結構造としたラーメン構造とする必要があるが、この場合、地震時における上部工の移動が橋脚によって制限されるため、橋脚には大きな慣性力が作用する。ここで、大規模地震時にラーメン橋は橋脚の上下端に塑性ヒンジを発生させ、エネルギーを吸収することにより、耐震性を確保する設計手法が採用されている¹⁾。

阪神淡路大震災以降、橋梁構造物は、発生する確率は極めて低い大きな強度を持つ地震に対しても設計を行ってきた。この中で、鉄筋コンクリート橋脚（以下、RC 橋脚と記す）は、現状考えられる最大の地震力に対して、部材に適切な塑性変形性能やエネルギー吸収性能を持たせることで大規模地震に抵抗するという考えが適用されている。すなわち、断面内に適切な帯鉄筋及び中間帯鉄筋を配置することで、せん断力への抵抗のみでなく軸方向鉄筋のはらみ出しを抑え、内部コンクリートを拘束している。この結果、橋脚全体として高い曲げ変形性能を確保し、エネルギー吸収性能に優れた橋脚となるように設計されている¹⁾。また、高強度鉄筋と高強度コンクリートを使用し、変形性能を高めるとともに断面形状を極力小さくすることにより柔構造化を図って、地震時の慣性力を抑える橋脚構造も研究、提案されている^{2), 3)}。

しかし、このような性能を確保するための補強筋量は非常に多く、その加工形状も中間帯鉄筋の定着フックは半円形フックを標準とするなど、配筋作業が非常に煩雑となっているのが現状である。

そこで、本章では RC ラーメン橋脚に着目し、主にその施工性の向上を目的として、配筋作業中最も煩雑となっている中間帯鉄筋の省略に関する検討を行う。具体的には、現状の中間帯鉄筋の代わりに橋脚断面の周囲にコンクリート製のプレキャスト梁（以下、PC 梁と記す）を配置し、その曲げ剛性によって、軸方向鉄筋の座屈防止および内部コンクリートの拘束効果を付与する手法について検討する。本手法を用いることにより、いままで断面内に設置していた中間帯鉄筋を省略することが可能となり、RC 橋脚の配筋作業の合理化が期待できるものと考えられる。

検討手順としては、本構造の主要な目的は地震時における軸方向鉄筋のはらみ出しを抑制し、所要のエネルギー吸収性能を付加することであるため、まず軸方向鉄筋の座屈挙動に着目し、その座屈解析によって PC 梁の剛性、配置ピッチと軸方向鉄筋の座屈挙動との関係について解明を試みる。その後、本構造を適用した構造物の耐震性能、特に変形性能とじん性補強効果を明らかにするために、縮小模型による正負交番載荷実験を行う。

3.2 じん性補強手法の概要

現在の RC 橋脚では、地震時の繰り返し荷重を受ける際、帯鉄筋と中間帯鉄筋が軸方向鉄筋の座屈を拘束している。このことは内部コンクリートを拘束する効果も生み、全体として大規模地震時においても高いじん性を確保した挙動を示すようになる。中間帯鉄筋で固定された帯鉄筋の曲げ剛性は小さいため、軸方向鉄筋のはらみ出しを抑えるには、中間帯鉄筋の固定間隔および帯鉄筋の配置間隔をできるだけ小さくするのが効果的である。このため、中間帯鉄筋は断面方向に 1000mm 以下の間隔で配置され、帯鉄筋は高さ方向に 150mm 以下の間隔で配置されている。

今回提案する構造は、橋脚外周に配置した PC 梁によって軸方向鉄筋を拘束し、じん性を確保しようとするものである（図-3.1）。PC 梁は短辺方向の PC 梁内に配置する PC 鋼材を現場にて緊張することにより組み立て、PC 梁と橋脚コンクリートとは、橋脚コンクリート打設前に PC 梁を周りに配置するなどして一体化を図る。

軸方向鉄筋の拘束効果には PC 梁の曲げ剛性が寄与しており、その曲げ剛性は帯鉄筋に比べて十分大きいため、中間帯鉄筋により途中ではらみ出しを拘束する必要がなく、中間帯鉄筋を省略することが可能となる。

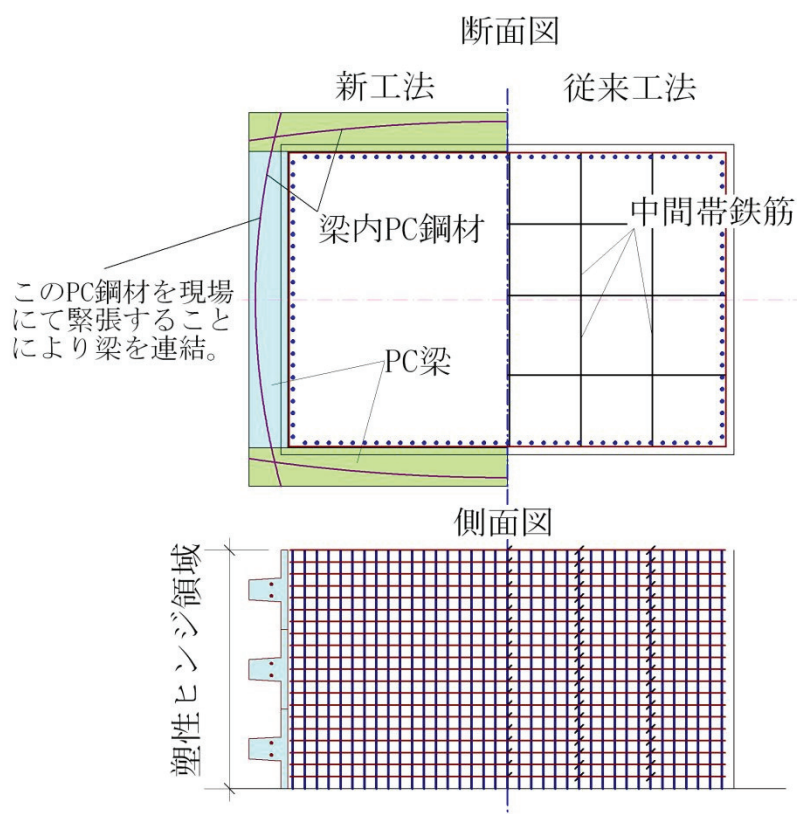


図-3.1 橋脚基部の PC 梁による補強概念図

3.3 軸方向鉄筋の座屈に対する検討

3.3.1 検討概要

今回のじん性補強方法は、PC 梁の曲げ剛性にて軸方向鉄筋の座屈を抑える工法である。このため、PC 梁の配置間隔や曲げ剛性がその補強効果に大きな影響を与えるものと考えられる。そこで、軸方向鉄筋に圧縮力が作用するときの座屈挙動に着目し、所定の座屈防止効果を確保するための梁剛性と配置間隔の関係について検討した。具体的には、PC 梁の剛性と配置間隔をパラメータとし、軸方向鉄筋の座屈解析を行って、それぞれの影響について比較検討した。検討順序を下記に示す。

- ① PC 梁の断面形状、支間長の違いによる横拘束効果（バネ値）の算出。
- ② PC 梁の拘束効果（バネ値）を 3 ケース選定。
- ③ PC 梁の橋脚高さ方向への配置間隔を 3 ケース選定。
- ④ ②、③で選定したそれぞれの条件に対して座屈固有値解析を行い、座屈モードを算出。
- ⑤ ④で算出した座屈モード形状から初期不整を仮定し、非線形有限変位解析を行って座屈耐力を算出。

3.3.2 PC 梁の拘束効果の算出

ここでは、断面形状が $7.0 \times 5.5\text{m}$ の矩形断面を有する橋脚を想定し、主鉄筋を PC 梁が拘束する構造とした（図-3.2）。PC 梁のバネ値は 150mm 間隔で配置した軸方向鉄筋から、一様にはらみ出しの力が PC 梁に作用するものとし、その支間中央の曲げたわみから、式(3.3.1) を用いて算出した。

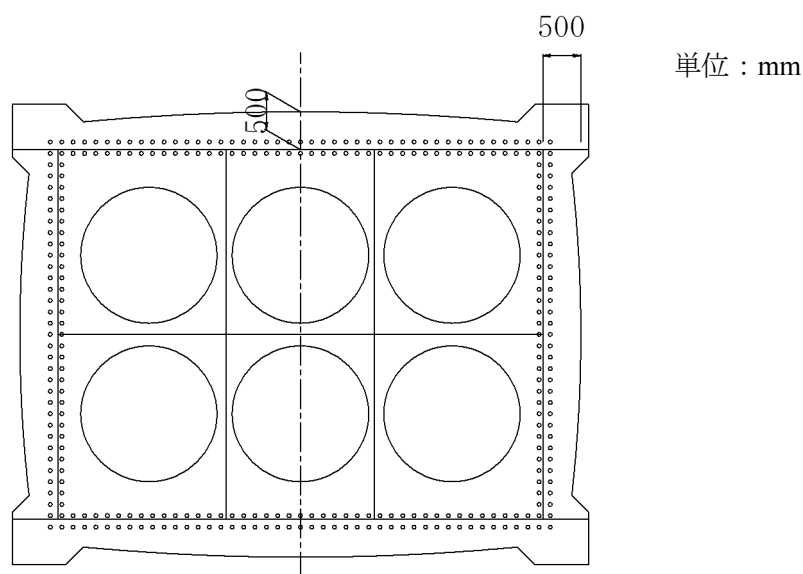


図-3.2 検討対象とした橋脚の断面形状

$$K = \frac{p}{\delta} \quad (3.3.1)$$

ここに、

K : PC 梁のバネ値

p : 軸方向鉄筋 1 本あたりのはらみ力

δ : 支間中央のたわみ

まず、簡略化のためこの梁の断面形状を 300×500mm の均一な長方形断面とし、支間長 7.0m の単純梁とした場合のバネ値を算出すると 500kN/m となる (図-3.3)。また、途中に中間連結を設けた場合を考え、梁の支間長とその桁高を種々変えて算出した梁のバネ値を図-3.4 に示す。なお、中間支持した場合には連続梁として挙動し、単純梁より大きな曲げ剛性を示すと考えられるが、ここでは単純梁として計算し比較した。

この結果、支間長を短くすることで PC 梁のバネ値は飛躍的に大きくなることが確認できる。梁高 500mm の場合、支間長が 7.0m のときには 500kN/m であったバネ値が、支間長 3.9m で約 5,000kN/m、支間長 2.2m で 50,000kN/m の値を示している。このように、中間支持点を設けることでバネ値を様々に変えることができるが、実橋への適用を考えた場合、効果的なバネ値について検討を行う必要がある。そこで、現実的な値として、梁の拘束バネ値を 500, 5000, 50000kN/m の3種類を選定し、座屈解析を行うこととした。

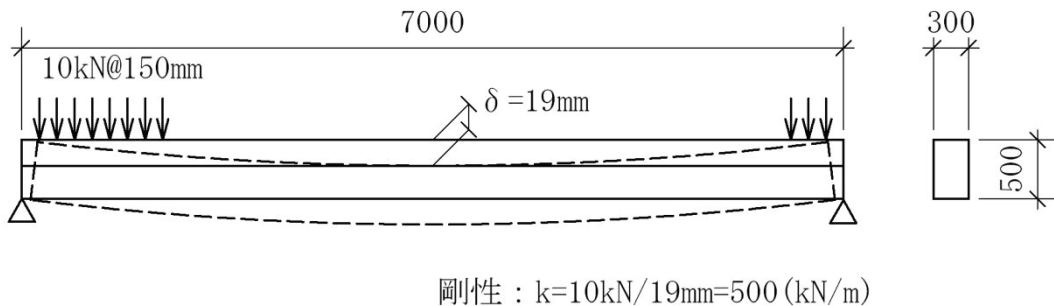


図-3.3 PC 梁のバネ剛性の算出方法

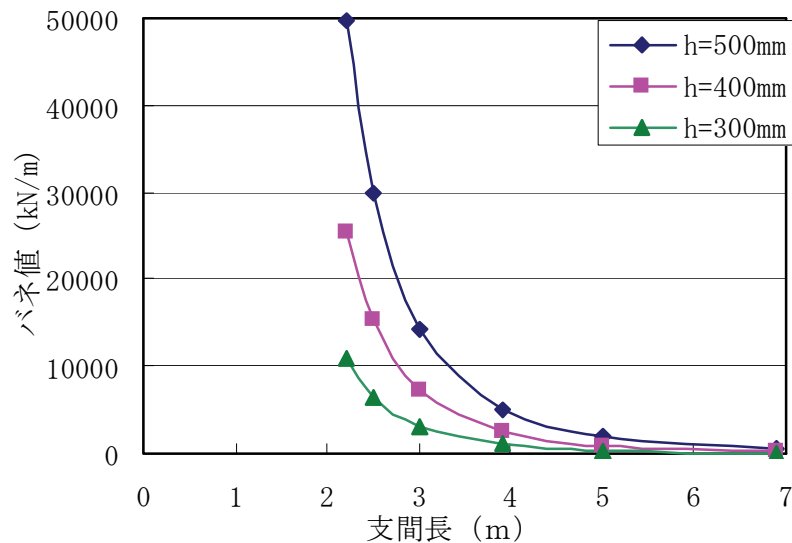


図-3.4 PC 梁の支間長とバネ値

3.3.3 PC 梁の設置間隔

今回の構造提案の目的は施工の合理化である。すなわち、中間拘束筋を省略し、その代替として PC 梁を配置して軸方向筋の座屈を防止するものである。ここで、PC 梁の配置間隔を考えると、現場作業を減らすためには配置本数を減らす（配置間隔を大きくする）ことが有効である。一方、配置間隔を大きくしすぎると、軸方向鉄筋の座屈防止効果が不十分になる恐れもある。

既往の研究で、軸方向鉄筋の座屈を防止するためには、最低でも軸方向鉄筋径の 14 倍以内で拘束点を設ける必要があることが明らかにされている⁴⁾。

そこで、今回は PC 梁の形状を 300×500mm で一定とし、梁間隔 1000mm（軸方向鉄筋径 51×14 倍＋梁幅 300＝1014mm）を標準とし、500mm と 1500mm の計 3 種類を比較することとした。

3.3.4 座屈固有値解析による検討

軸方向鉄筋の座屈に対する検討として、橋脚基部の塑性ヒンジ位置における鉄筋に着目し、その 1 本を取りだしたモデルについて座屈固有値解析を行った。解析ケースとしては、上記の設定より、表-3.1 に示す合計 9 ケースとした。解析は塑性ヒンジ位置で座屈が起こるとし、この部分を取り出しモデル化した。また、その塑性ヒンジ長は断面高さ 5.5m の 2 分の 1 である 2750mm とした。さらに、朝津らは橋脚が正負交番载荷を受けるとき、軸方向鉄筋が一端引張降伏した後に圧縮を受けることにより、元の位置に戻るときには部分的に降伏しており（バウシンガー効果）、その剛性低下を考慮した解析手法を提案している⁵⁾。今回も、その研究成果を考慮し、鉄筋の静弾性係数を通常の 1/4 である $5.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ とした。

なお、軸方向鉄筋の座屈を防止する効果としては、PC 梁と帯鉄筋が配置されているが、中間帯鉄筋で中間拘束されていない帯鉄筋のたわみ剛性は $5.7 \times 10^3 \text{kN/m}$ （帯鉄筋径が D29 の場合）と、今回取り上げた PC 梁に対して非常に小さいため、PC 梁のみが座屈防止に寄与するとして検討した。

表-3.1 座屈固有値解析の解析ケース一覧表

		バネの配置間隔 (mm)		
		@500	@1000	@1500
バネ定数 (kN/m)	500	case1	case2	case3
	5,000	case4	case5	case6
	50,000	case7	case8	case9

解析モデルを図-3.5 に、解析結果を図-3.6 に示す．この中で、case1～3 の結果を見ると、バネの位置が座屈モードの節とはなっておらず、拘束効果が不足していることが伺える．また、500mm 間隔で梁を配置した case1 では、その耐力が 584kN と軸方向鉄筋の降伏荷重である 700kN よりも小さい値となっており、配置ピッチを 500mm と細かくしても梁の曲げ剛性が支間長 7m の曲げ剛性では不足していることがわかる．

一方、case2,3 と同じバネ配置でバネ値を 5000kN/m とした case5,6 においては、バネの位置が座屈モードの節となっており、5000kN/m 程度のバネ値を有する梁を設置することで、はらみ出しの拘束効果が期待できることがわかる．なお、バネ値をさらに高めた case8,9 においては、座屈モード、座屈耐力とも大きな変化はなく、5000kN/m 以上のバネ剛性は不要であることが明かである．

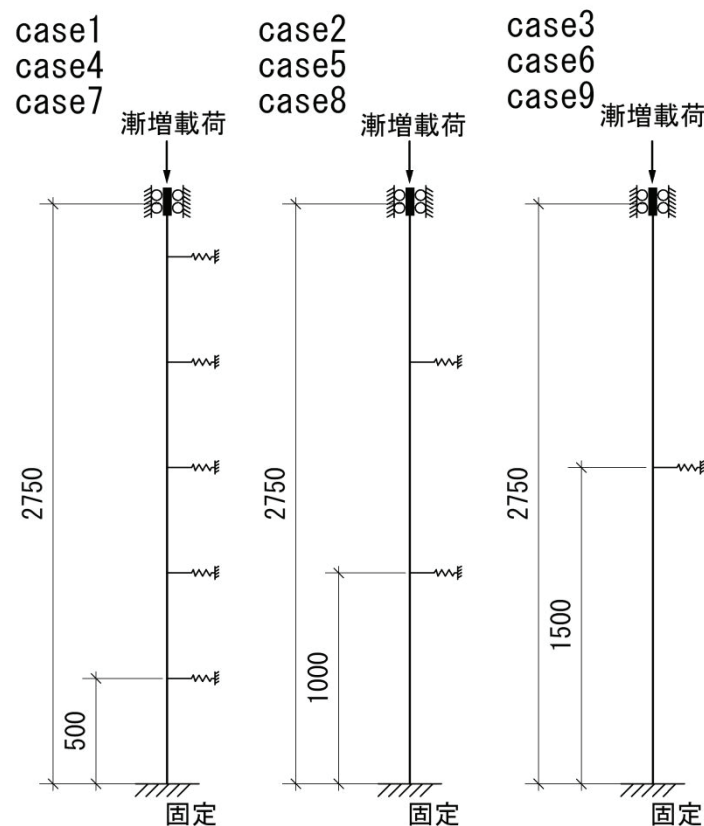


図-3.5 座屈固有値解析モデル

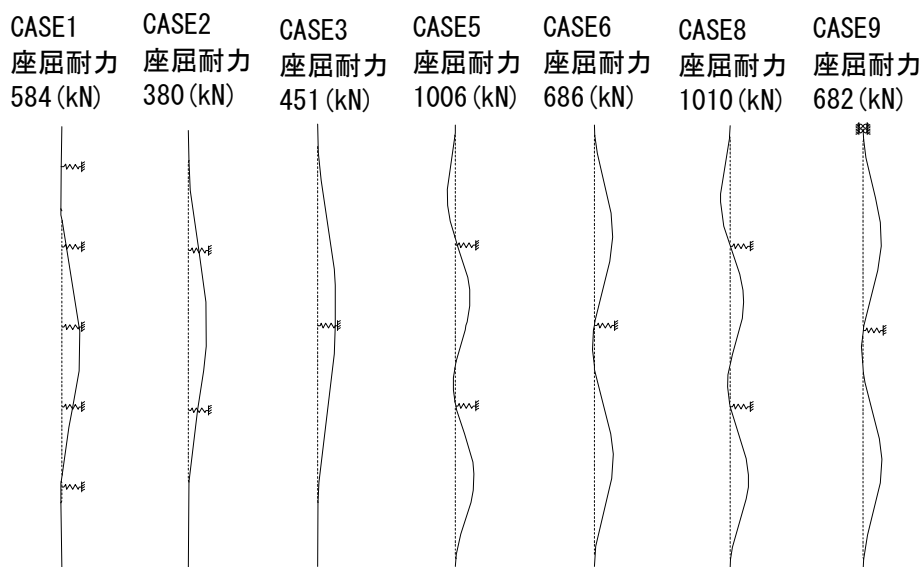


図-3.6 座屈固有値解析結果（抜粋）

3.3.5 非線形有限変位解析を用いた座屈耐力の検討

(1) 解析概要

前項では、各ケースにおいて座屈固有値解析を行い、弾性解析での座屈耐力と座屈モードを算出した。本項では、前述の各ケースにおいて非線形有限変位解析を行い、より詳細な座屈耐力を求めることとした。

非線形有限変位解析では初期不整を考慮することとし、その初期不整は座屈固有値解析で算出された座屈モードの形状に合わせて、最大量が 10mm となるように設定した。ここで、初期不整 10mm という値は通常の鉄筋の加工精度や施工精度を考えた場合大きな値ではあるが、個々の解析結果の差を明確に評価するためにこの値とした。

さらに、橋脚の内側にはコンクリートがあることを考慮し、鉄筋の変形は内側には変形しないように固定し、外側には移動自由とした。それ以外の条件は前項の座屈固有値解析と同一である。

解析条件の一覧を表-3.2 に、鉄筋の応力-ひずみ曲線を図-3.7 に、モデル概要を図-3.8 にそれぞれ示す。

表-3.2 非線形有限変位解析の条件一覧

項 目	解 析 条 件
モデル形状	座屈固有値解析と同一 ただし、コンクリート内面側への変形は拘束
解析ケース	座屈固有値解析と同一
初期不整	座屈固有値解析の座屈モードを入力 ただし、最大変位を 10mm とする。
載荷荷重	鉄筋上縁に鉛直下向きの集中荷重を漸増載荷

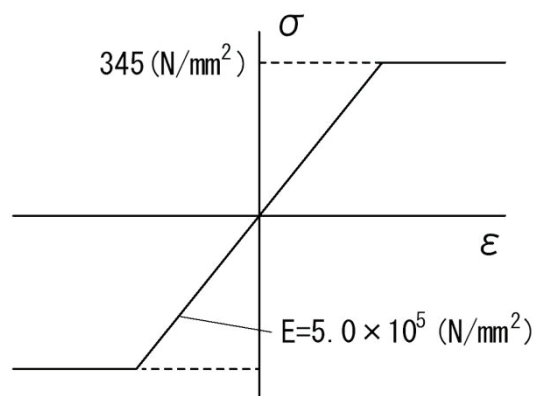


図-3.7 鉄筋の応力-ひずみ曲線の仮定

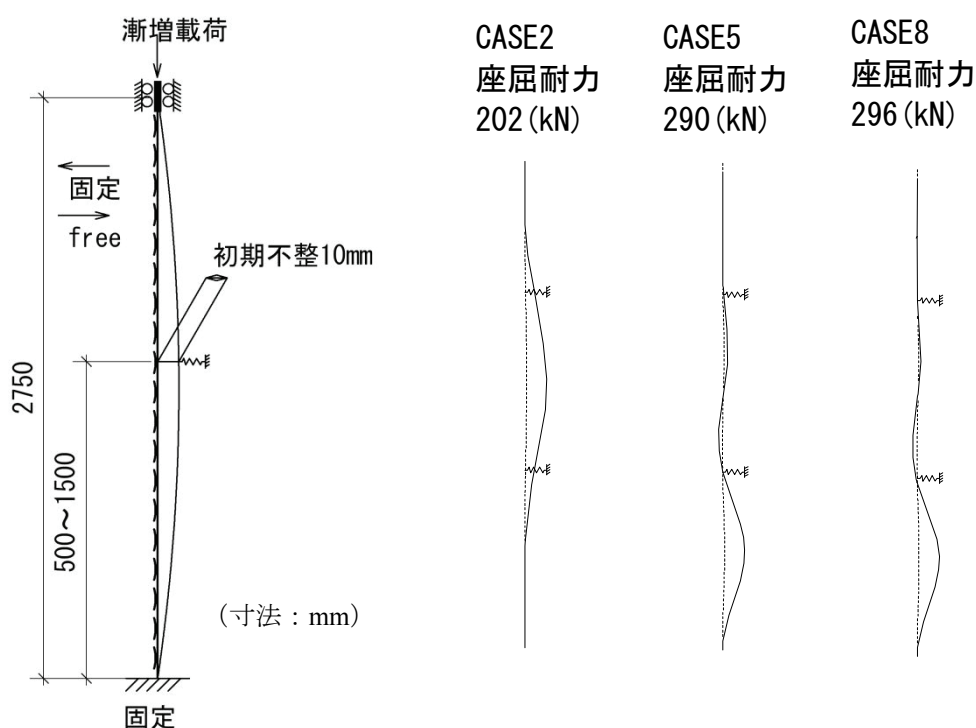


図-3.8 非線形有限変位解析のモデル図
(集中バネ)

図-3.9 非線形有限変位解析の結果
(集中バネ)

(2) 解析結果

バネ値を 500kN/m から 5000kN/m に大きくすることによってその拘束効果が現れ、座屈耐力が増加するとともに拘束位置が節となるような座屈モードとなり、それ以上バネ値を増やしても座屈耐力に影響がないことという結果は座屈固有値解析と同様である（図-3.9）。ただし、その座屈耐力自体はバネを 1m 間隔で配置した case5 で 290kN と、前項の弾性座屈解析と比較して 1/3 程度の値となっている。これは、最大 10mm の初期不整が大きく影響していると考えられる。また、鉄筋の降伏強度の 700kN を大きく下回っているが、これは 300mm の幅をもつ PC 梁を集中バネでモデル化していることも影響していると考えられる。

そこで、バネを PC 梁の幅の分布バネとした解析を行った (図-3.10)。その結果、座屈耐力は 564kN まで向上した (図-3.11)。このことから、鉄筋の座屈耐力を評価するような解析を行う場合は、その拘束物の幅を考え、分布バネなどで評価する必要があるといえる。

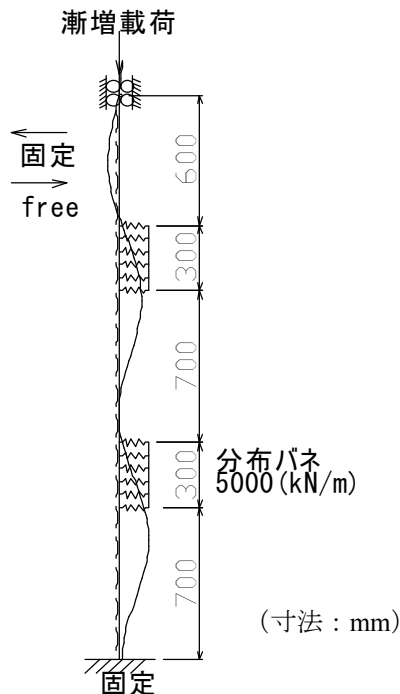


図-3.10 非線形有限変位解析のモデル図
(分布バネ)

CASE5
座屈耐力
564 (kN)



図-3.11 分布バネを用いた解析結果

3.3.6 分布荷重に対する座屈耐力の検討

(1) 解析概要

ここで、前述の解析は、簡略化のためすべて鉄筋上端に鉛直方向の集中载荷とした。しかし、実際の橋脚を考えた場合、軸方向鉄筋が座屈するような状況は地震によって正負交番するような荷重を受けるときで、引張り側で降伏し塑性ひずみを蓄えた鉄筋が圧縮側に転じると、変位がゼロとなったときにもその塑性ひずみ分だけ圧縮ひずみが発生していることとなり、結果的に大きな圧縮応力が作用している状態となり、座屈に至るものと考えられる。すなわち、鉄筋が座屈するときの圧縮力は、引張り側となっているときの引張塑性ひずみによるものが大きいと考えられ、その塑性ひずみは橋脚基部に近いほど大きく、塑性ヒンジ位置より上部ではほとんど生じていないと考えられる。このことから、鉄筋が座屈するときの圧縮力は今回の解析のように集中荷重ではなく、塑性ヒンジ位置での分布荷重に近く、さらにその分布形状は図-3.12 に示すような三角形分布に近いと考えられる事が浅津らの研究により報告されている⁶⁾。

上記のような荷重は、今回用いた集中荷重に比べ座屈に対して厳しくない荷重と考えられるため、座屈耐力は前項で算出した 564kN より大きくなると考えられる。

また、座屈モードを見ると、最下部の分布バネより下で座屈が進行している。この分布バネよ

り下の無拘束部分は他と同じ 700mm であるが、このような座屈モードが発生することおよび前述のように分布荷重が下へ行くほど大きくなることを考えると、最下部の無拘束部分長を他の部分より小さくしておくことが座屈防止に効果があると思われる。

そこで、図-3.12 の様に、最下段の分布バネの配置位置を下縁から 500mm とし、載荷荷重も、より実橋に即した分布荷重とした解析を行った。

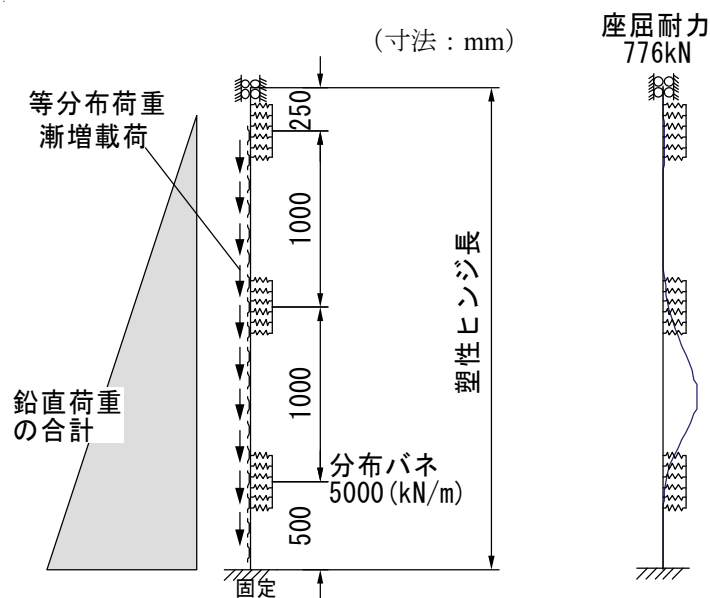


図-3.12 実際の塑性ヒンジ位置における軸力分布

図-3.13 解析結果

(2) 解析結果

上記の解析の結果、図-3.13 に示すように、最下段の PC 梁を模擬した分布バネと 2 段目の分布バネの間が腹となるような座屈モードで座屈を起こすような結果となった。また、その座屈耐力は、軸方向鉄筋の圧縮降伏荷重である 700kN に達しており、図-3.12 の様な PC 梁の配置を行うことにより、軸方向鉄筋が降伏荷重以下で座屈することを防止できることが伺える。なお、載荷荷重の合計と上端変位の関係を図-3.14 に示すが、この図より、鉄筋は圧縮降伏後、比較的早い段階で座屈を起こし座屈後には急激に耐力を失っていく結果となっている。

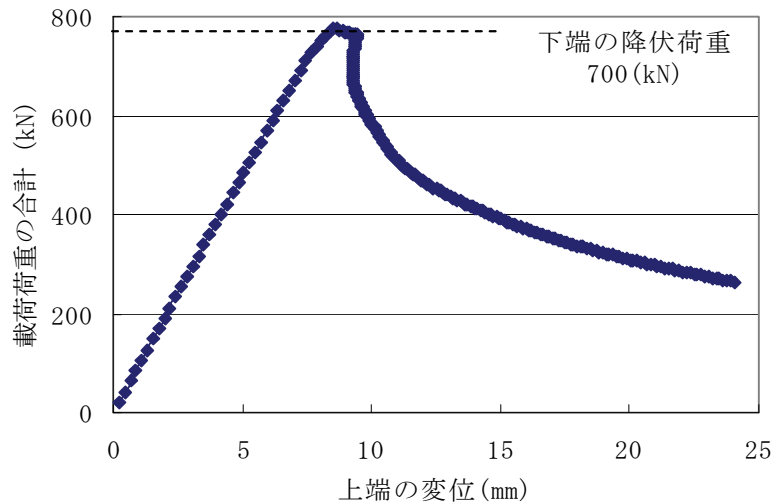


図-3.14 分布荷重載荷時の荷重－変位曲線

3.4 正負交番載荷実験による検証

3.4.1 実験概要

今回提案しているじん性補強効果を確認するため、縮小モデルによる正負交番載荷実験を行った。基準とした供試体は、平成 11 年度に旧建設省土木研究所において、「鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能に関する実験的研究」⁷⁾ の中で行われた正負交番載荷実験の M4 供試体とした。基準供試体は、平成 14 年版の道路橋示方書 V 耐震設計編¹⁾ (以下、道示 V と記す) のじん性補強に関する事項をすべて満足している供試体である。実験供試体の概要図を図-3.15 に、使用材料を表-3.3 に示す⁸⁾。供試体の諸元とそれぞれの耐力の計算値を表-3.4 に示す。なお、実験の縮尺は約 1/3 である。

今回の供試体をモデル化するにあたって、基準供試体で配置していた中間帯鉄筋は一切配置せず、じん性補強効果はすべて PC 梁（拘束梁）によってとらせることとした。一方、帯鉄筋はせん断耐力を確保する必要性から、塑性ヒンジ位置には D16 を 100mm 間隔で配置することとした。ただし、先述のように、中間拘束されていない帯鉄筋のたわみ剛性は PC 梁に比べ無視し得るほど小さいため、じん性補強にはほとんど寄与していないものと考えられる。

今回の供試体における縮尺は約 1/3 であることから、軸方向鉄筋は D19 を 50mm 間隔で配置することとした。また、じん性補強部分は PC 梁を模擬した H 形鋼で置き換えた供試体とした。これは PC 梁を 1/3 の縮尺のコンクリート製でモデル化することが困難であったためであり、載荷面に配置する H 形鋼は、図-3.3 に示す PC 梁の曲げ剛性 (EI , E : ヤング係数, I : 断面二次モーメント) と同等となるように選定した ($H125 \times 125 \times 6.5 \times 9$)。また、載荷側面の梁は載荷面の梁の両端を支持する役割を果たす引張部材となるため、軸方向剛性 (AE , A : 断面積) が同等となるような H 形鋼を選定した ($H250 \times 125 \times 6 \times 9$)。H 形鋼のフランジは、面外方向に局部的な変形を起こさないように、鋼製リブを 240mm 間隔で配置した。

H 鋼梁の配置は、非線形有限変位解析結果と供試体の縮尺の 1/3 を考慮し、基部から第 1 段目を 500×1/3≒150mm、その後、1000×1/3≒300mm の間隔で配置することとした。

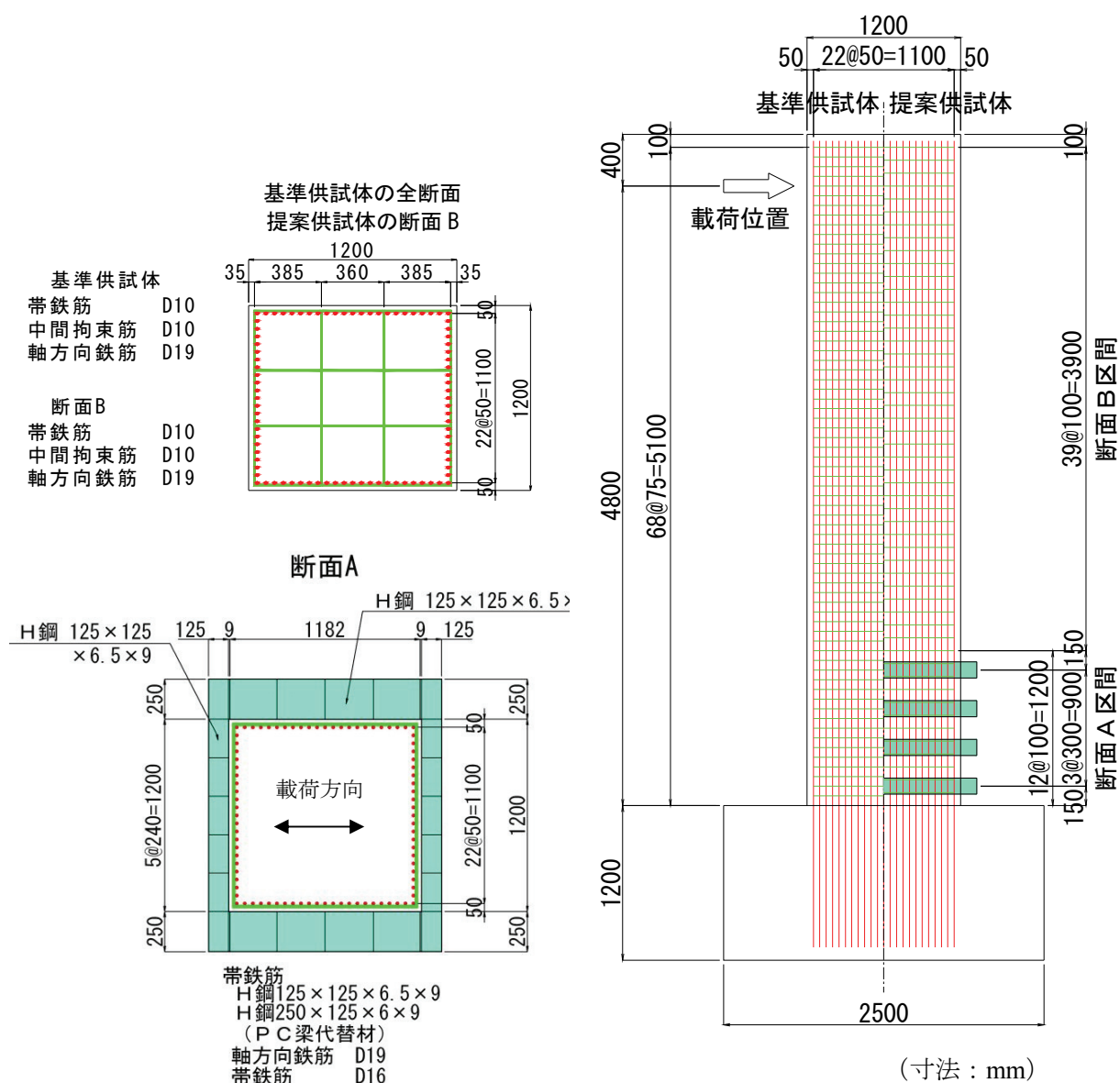


図-3.15 実験供試体概要図

表-3.3 使用材料表

		基準供試体	提案供試体
コンクリート	強度 (N/mm ²)	33.5	47
	静弾性係数 (N/mm ²)	2.71×10^4	2.75×10^4
軸方向鉄筋	降伏点 (N/mm ²)	(D19) 328	(D19) 342
	引張強度 (N/mm ²)	470	510
帯鉄筋	降伏点 (N/mm ²)	(D10) 336	(D16) 342
	引張強度 (N/mm ²)	476	510
H 形鋼	材質		SS400

表-3.4 供試体の諸元と計算上の耐力

		基準供試体 (土研M4)	提案供試体
断面	形状	正方形	正方形
	幅×高さ (mm)	1200×1200	1200×1200
	載荷高さ (mm)	4800	4800
	せん断支間比	4	4
軸方向鉄筋	径	D19	D19
	段 数	1	1
	間 隔	50	50
	かぶり (mm)	50	50
	鉄筋比 (%)	1.75	1.75
横拘束筋	径	D10	PC梁
	間 隔 (mm)	75	—
	体積比 (%)	1.00	—
計算値	ひび割れ荷重 (kN)	194	277
	ひび割れ変位 (mm)	1.3	3.7
	初降伏荷重 (kN)	846	884
	初降伏変位 (mm)	15.0	17.0
	降伏耐力 (kN)	1060	1190
	降伏変位 (mm)	18.8	22.2
	終局変位 (mm)	113.5	105.9
	せん断耐力 (kN)	2011	1464

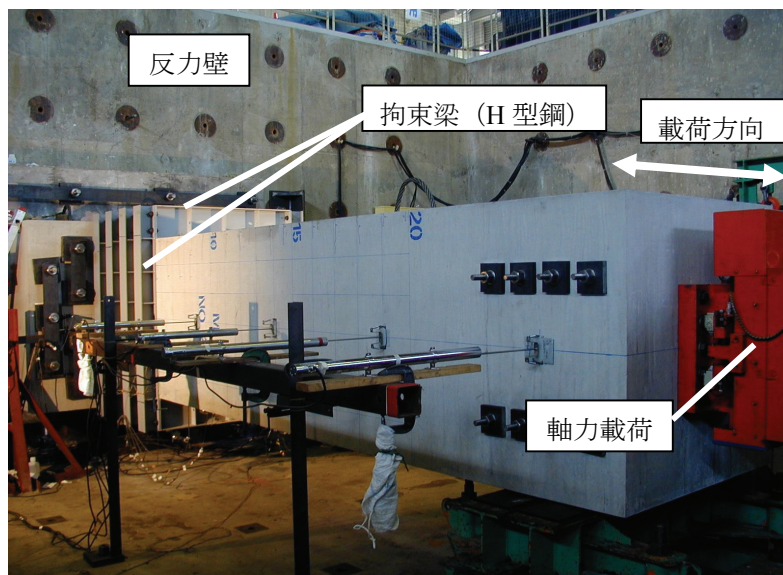


写真-3.1 載荷状況

3.4.2 載荷方法

本実験では、供試体を横方向に設置し、フーチング部を反力壁に固定した(写真-3.1)。この際、柱自重および上部工の反力相当の軸方向力を載荷するため、柱頭部に軸方向載荷ジャッキを設置し、水平加力への影響が少ないローラー支持とした。柱軸力は軸応力度で 0.98N/mm^2 に相当する

1412kN とした。水平載荷には 1250kN 加振機（最大荷重±1250kN，最大変位±50mm，最大速度±100cm/sec）を使用し，降伏変位（ δy_0 ）の整数倍毎に正負交番載荷した。各載荷ステップにおける繰り返し回数は 3 回とした。これらはすべて基準供試体と同一条件である。なお，降伏変位は載荷面軸方向鉄筋が降伏ひずみに至ったときの水平変位である。実験は水平力が最大耐力より低下し，軸方向鉄筋の破断などの損傷が生じるまで行った。

3.4.3 損傷の進展

(1) 基準供試体の損傷

文献 5) によると，基準供試体の損傷の進展は以下のものであった。

- ・弾性載荷の結果より，降伏変位 $\delta y_0 = 22\text{mm}$ とした。

- ① $4\delta y_0$ までは，水平ひび割れの進展が続いた。
- ② $5\delta y_0$ において，かぶりコンクリートが剥落し，軸方向鉄筋の座屈が確認された。水平力はこのときから低下し始めた。
- ③ $6\delta y_0$ において，内部コンクリートの損傷が進むと共に，中間帯鉄筋で拘束している部分の帯鉄筋が破断する箇所が生じた。
- ④ $7\delta y_0$ において，軸方向鉄筋が 1 本破断した。
- ⑤ $8\delta y_0$ において，5 本の軸方向鉄筋が破断して，実験を終了した。

(2) 提案供試体の損傷

本実験では計算によって求めた降伏耐力を参考に，軸方向鉄筋ひずみが降伏ひずみに達したときの水平変位を降伏変位 δy_0 とした。本供試体の降伏変位は 21mm であり，基準供試体の値 (22mm) とほぼ同等の値であった。その後の損傷の進展は以下に示すとおりである。

- ① $5\delta y_0$ までは，水平ひび割れの進展が続いた。
- ② $5\delta y_0$ において，基部から 1 段目と 2 段目の水平梁がはらみ出し始めた。その変形は曲げ変形だけでなく，1 段目と 2 段目の間のコンクリートがはらみ出すことによるねじれ変形もともなっている。ただし，そのひずみは降伏ひずみまでは達していなかった（写真-3.2）。
- ③ $6\delta y_0$ において，基部から 1 段目梁と 2 段目梁の中間部（基部から 40cm）付近からかぶりコンクリートの剥落が始まった。そのとき，1 段目および 2 段目の水平梁に曲げ変形とねじれ変形が生じ，梁の支間中央部で最大ひずみが降伏ひずみに達した。
- ④ $7\delta y_0$ において，水平梁の 1 段目と 2 段目の間で軸方向鉄筋の座屈が観察された。それとほぼ同時に内部コンクリートの損傷も進展していた。
- ⑤ $7\delta y_0$ の 3 回目で軸方向鉄筋 1 本が破断した。
- ⑥ $8\delta y_0$ の載荷で載荷方向の軸方向鉄筋の半数以上が破断した（写真-3.3）。この状態で耐力の明確な低下が生じ，実験を終了した。



写真-3.2 5δy0 での橋脚基部の損傷状況



写真-3.3 8δy0 での橋脚基部での鉄筋破断

(3) 損傷の比較

基準供試体と提案供試体とを比較すると、まず、かぶりコンクリートが剥落し始めたのは、基準供試体で 5δy0、提案供試体では 6δy0 と、提案供試体の方が若干遅かった。これは、規準供試体の軸方向鉄筋は各帯鉄筋位置を節とせず、塑性ヒンジ長全体がはらみだすような座屈モードを呈するのにならべ、提案供試体は拘束梁の位置を節とする座屈モードを示すため、軸方向鉄筋の座屈長が相対的に小さく、5δy0 までにははらみ出し量も小さいかったことに起因するものと考えられる。

また、軸方向鉄筋の破断は、基準供試体、提案供試体とも 7δy0 と同様であった（表-3.5）。以

上の結果より，今回の補強を行うことにより，道示Vを満足する RC 橋脚と同程度の破壊進展挙動を得ることが可能であるといえる．

また，提案供試体の $8\delta y0$ において，基準供試体より多くの軸方向鉄筋が破断したが，これは，今回の供試体の方がより拘束効果が大きいため，軸方向鉄筋の座屈長が短くなり，より曲率が小さくなったために鉄筋の最外縁のひずみが大きくなり，座屈後の破断が多くなったものと考えられる．ただし，破断したのは $8\delta y0$ であり，道示Vにおける必要変形性能以降の破断であるため，実用上は問題ないものと考えられる．

表-3.5 損傷進展状況の比較

損傷状況	基準供試体	提案供試体
かぶりコンクリートの剥落	$5\delta y0$	$6\delta y0$
耐荷力の低下	$5\delta y0$	$6\delta y0$
帯鉄筋の破断	$6\delta y0$	—
拘束梁の降伏	—	$6\delta y0$
軸方向鉄筋の破断	$7\delta y0$	$7\delta y0$
実験終了	$8\delta y0$	$8\delta y0$

3.4.4 座屈解析と実験結果との比較

提案供試体の軸方向鉄筋の座屈強度に着目すると，軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみを大きく越えた $7\delta y0$ で初めて確認されており，非線形座屈解析で得られた軸方向鉄筋が降伏後に座屈するという結果と同様の結果となっている．一方，図-3.14の座屈解析結果によれば，圧縮降伏後，比較的すぐに座屈するような結果となっており，座屈を起こす縦ひずみの面では実験結果と異なっている．この差は，実験供試体にはかぶりコンクリートが存在するためであると考えられ，実験ではかぶりコンクリートの拘束効果により，座屈が遅れているものと考えられる．

以上のことより，図-3.12の様なモデル化をした非線形有限変形解析を行うことにより，安全側の評価で軸方向鉄筋の座屈挙動が評価可能であると考えられる．

3.4.5 履歴特性と耐力および変形性能

図-3.17に載荷点位置での水平力と水平変位の関係を示す．このループを見ると， $5\delta y0$ までは過去の履歴における最大変位点を指向した安定したループを描いているのがわかる．その後， $6\delta y0$ において，2サイクル目以降のループが前サイクルのループからずれ始め，最大荷重が低下する傾向が認められた． $6\delta y0$ の損傷観察ではかぶりコンクリートが剥落し，軸方向鉄筋のはらみ出しが始まっていることが確認されており，履歴曲線の荷重低下は，これらの損傷が原因と考えられる．また， $7\delta y0$ ではさらに履歴曲線のずれが大きくなっており，これは水平梁の降伏および軸方向鉄筋の座屈が原因と考えられる．最後の $8\delta y0$ では，軸方向鉄筋が数多く破断したため，著しい荷重低下を示すループとなっている．

図-3.18 には基準供試体と応答履歴の包絡線を比較して表示しているが、この図から最大耐力およびその後の変形履歴も基準供試体とほぼ同等の値を示していることがわかる。すなわち、今回のじん性補強は道示Ⅴに則って行われている帯鉄筋と中間帯鉄筋によるじん性補強と同等の耐力および変形性能を確保していることが確認できたといえる。

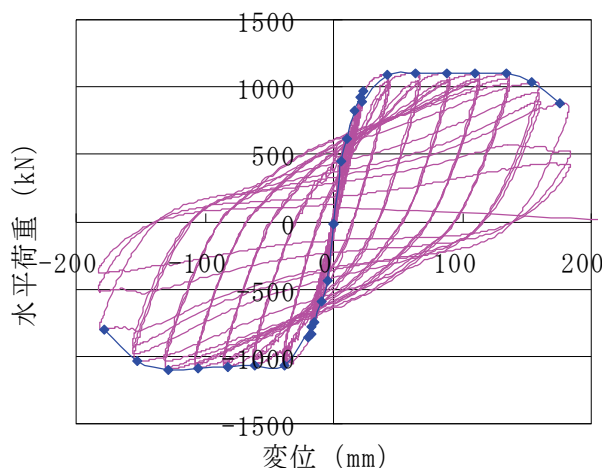


図-3.17 提案供試体の履歴曲線

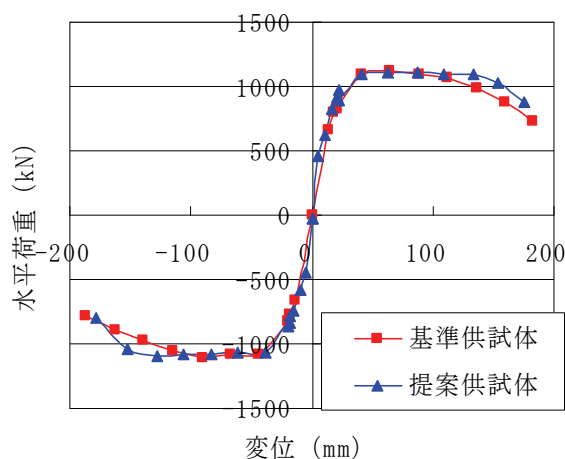


図-3.18 履歴曲線の包絡線

3.4.6 エネルギー吸収性能

各载荷ステップにおける履歴吸収エネルギーを各履歴ループにて囲まれた面積として算出した。各载荷サイクルの第1サイクルから算出した吸収エネルギーを基準供試体と比較して示したものが図-3.19である。今回の供試体は $6\delta y_0$ まではほぼ線形的に増加し、 $7\delta y_0$ では多少その増加量が鈍くなり、軸方向鉄筋が破断した $8\delta y_0$ では吸収エネルギーが低下している。一方、基準供試体は $5\delta y_0$ までは線形的に増加し、その後、吸収エネルギーが低下し、 $8\delta y_0$ で実験を終了している。

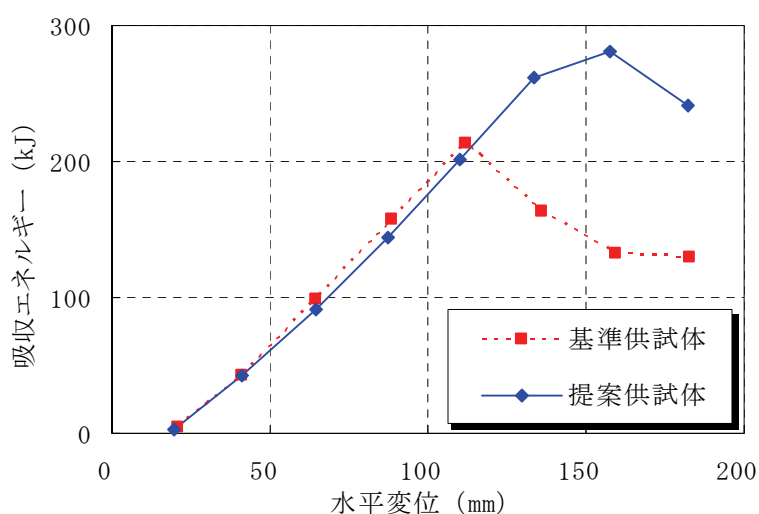


図-3.19 吸収エネルギーの比較

両者を比較すると、 $5\delta y_0$ まではほぼ同一の値で線形的に増加しているものの、 $6\delta y_0$ 以降では、今回の供試体が大きな値を示している。これは、基準供試体は $5\delta y_0$ から軸方向鉄筋の座屈、かぶりコンクリートの剥落が確認され、随時進行するとともに内部コンクリートの損傷が進展していたことに対して、今回の供試体では $5\delta y_0$ ではかぶりコンクリートのはらみ出しにとどまり、かぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋の座屈が確認できたのは $6\delta y_0$ 以降であることに起因すると考えられる。すなわち、水平梁は軸方向鉄筋の座屈抑制に効果があり、基準供試体に配置された帯鉄筋および中間拘束筋と同等以上のエネルギー吸収効果を有しているといえる。

3.4.7 水平梁のひずみ

水平梁のひずみ計測位置は図-3.20 に示すように、載荷面の両側とし、両載荷面の H 形鋼とも外側および内側のひずみを計測した。各ステップの計測結果を図-3.21, 22 に示す。載荷サイクルにともなって梁のひずみは大きくなっており、 $6\delta y_0$ で梁の引張縁は降伏ひずみに達している。 $7\delta y_0$ では圧縮縁も降伏しており、梁の軸方向鉄筋のはらみ出しを拘束する能力が最大に達したといえる。降伏した水平梁は M 面と P 面で異なり、M 面は下から 1 段目の水平梁であり、P 面は下から 2 段目の水平梁である。軸方向鉄筋の座屈は 1 段目と 2 段目の間で生じており、両水平梁に最も大きなはらみだし力が作用していたことがひずみ値から確認できる。両水平梁のどちらか一方が降伏すると変形は降伏した梁に集中し、他方は降伏ひずみに達することなく終局に至ったと推察される。

水平梁のひずみは降伏ひずみに達していることから、水平梁に作用している曲げモーメントは梁の曲げ降伏耐力の $31.5\text{kN}\cdot\text{m}$ に達しているといえる。また、作用曲げモーメントから軸方向鉄筋 1 本あたりのはらみ出し力を算出すると 9.1kN となる。

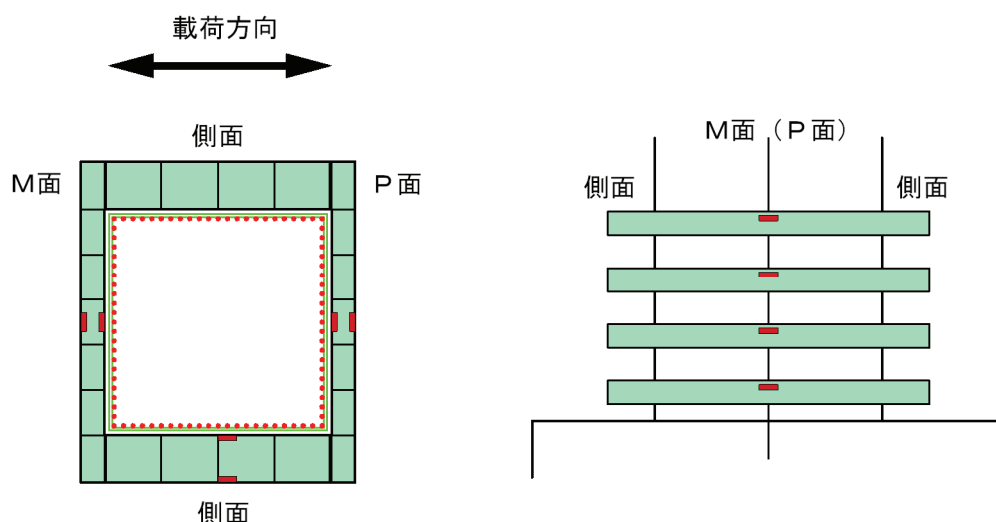


図-3.20 H 形鋼ひずみ計測位置

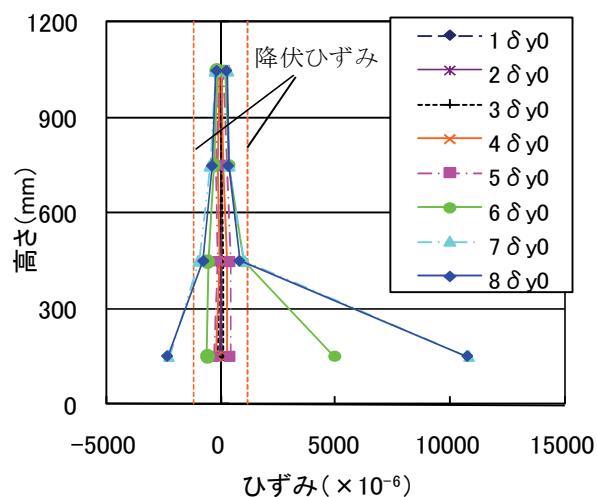


図-3.21 H形鋼ひずみ (M 面)

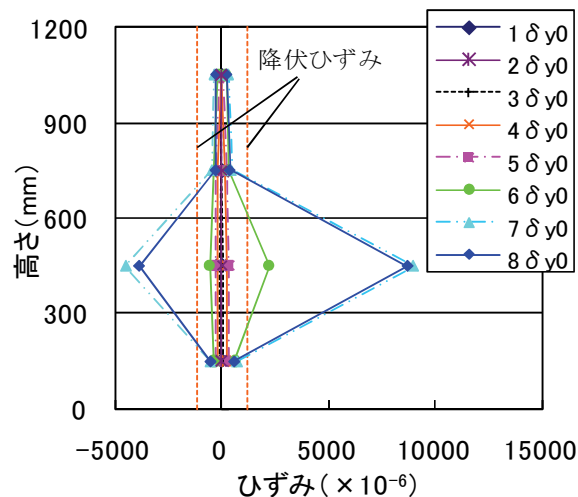


図-3.22 H形鋼ひずみ (P 面)

3.5 実橋への適用性の検討

今回の実験では、基準供試体に比べ、終局耐力、変形性能、およびエネルギー吸収性能などの面において同等以上の性能を示したことから、実橋においても今回のH形鋼と同等の曲げ剛性および曲げ耐力を有する梁を設置することにより、適切なじん性補強が可能であると考えられる。

今回の供試体の縮尺率は、実橋の軸方向鉄筋径を D51 として $1/2.68$ である。実橋での PC 梁は実験で使用した H 形鋼と同等の曲げ剛性と曲げ降伏耐力を有する必要がある。実験供試体の H 形鋼は、 $300 \times 500\text{mm}$ コンクリート梁をモデル化しており、実橋においても同等の曲げ剛性を有する PC 梁を用いることで所定の効果が得られると考えられる。PC 梁の曲げ降伏耐力には、H 鋼の曲げ耐力 ($31.5\text{kN}\cdot\text{m}$) の $2.68^2 \times 3$ 倍にあたる $679\text{kN}\cdot\text{m}$ の曲げ降伏耐力が必要になる。ただし、この曲げ破壊耐力を持つ梁は、図-3.23 に示すように高さ 500mm 、幅 $250 \sim 400\text{mm}$ の断面を有する PC 梁に、1S28.6PC 鋼より線を 2 本設置することによって実現できるため、十分実用化が可能であると考えられる。

次に、実橋での PC 梁の設置方法であるが、前述の PC 梁を独立して設置、保持することは通常よりも強固な型枠あるいは支保工が必要になる。施工の合理化を考える上ではこの部分にも工夫が必要となる。その一つ案として、橋脚表面に埋設型枠を用いて行う施工法⁹⁾との組み合わせ、すなわち、埋設型枠と今回の PC 梁を一体化したプレキャスト部材を用いることにより、施工の合理化（省力化、工程短縮）が可能となると考えられる（図-3.24）。

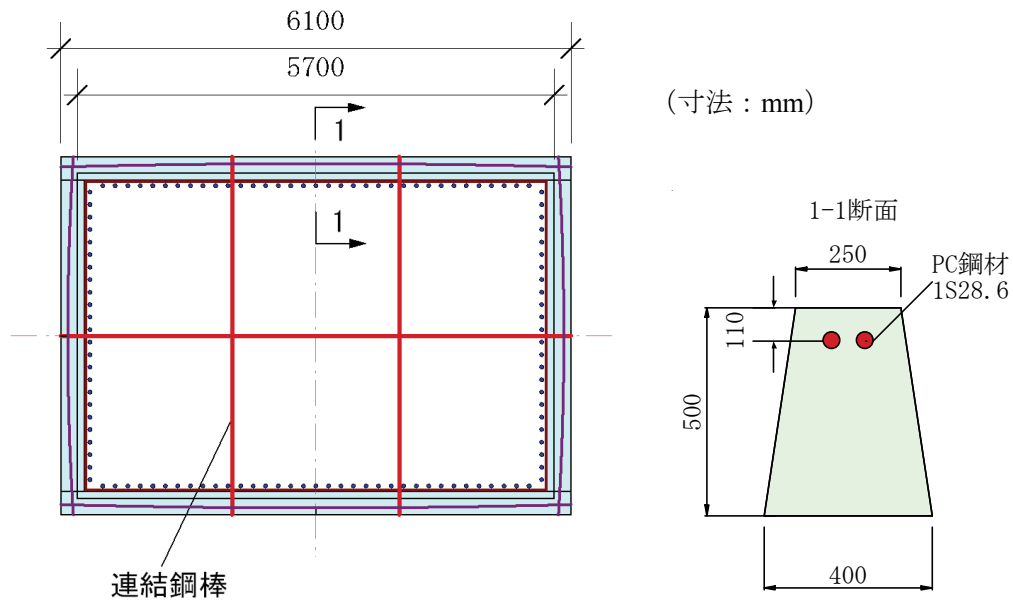


図-3.23 実橋での PC 梁の必要断面および補強量

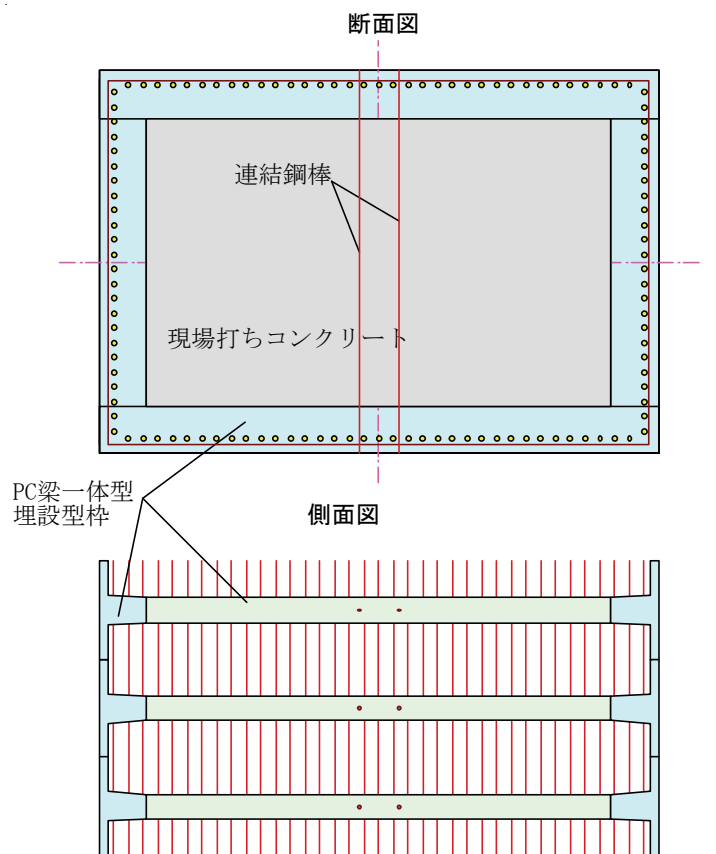


図-3.24 埋設型枠と一体化した PC 梁の配置案

ここで、総足場工を組み現場打ちコンクリートとして施工する通常の RC 橋脚と、図-3.24 の工法を同じ RC 橋脚に適用した場合とのサイクル工程の比較を行う。通常の RC 橋脚の場合、コンクリートの打設高さの問題から 1 リフト 5m 程度の施工が一般的である。一方、軸方向鉄筋は定尺

長 10m のものを機械式継ぎ手などにより接合していく。よって、2 リフトごとに軸方向鉄筋の組立てが発生するため、ここでは2 リフト単位でのサイクル工程の比較とする。

既往の施工実績より、通常の RC 橋脚では足場組立てから始まり、軸方向鉄筋の組立て、中間帯鉄筋を含む帯鉄筋の組立て、型枠設置、コンクリート打設の順序で施工し、2 リフトの施工に 32 日間を要すると考えられる。一方、提案の工法では帯鉄筋の中でも最も煩雑な中間帯鉄筋が不要となるため、帯鉄筋の組立て日数が 7.5 日から 4.5 日に短縮可能と考えられる。一方、通常の型枠設置の代わりに PC 梁一体型の埋設型枠を設置し、一体化のために PC 梁内部の PC 鋼材を緊張する必要がある。このため、3.5 日を要していた型枠設置より 1 日多く必要になると考えられる。これらより 2 リフト分のサイクル工程で 4 日間の工程短縮効果が期待される。

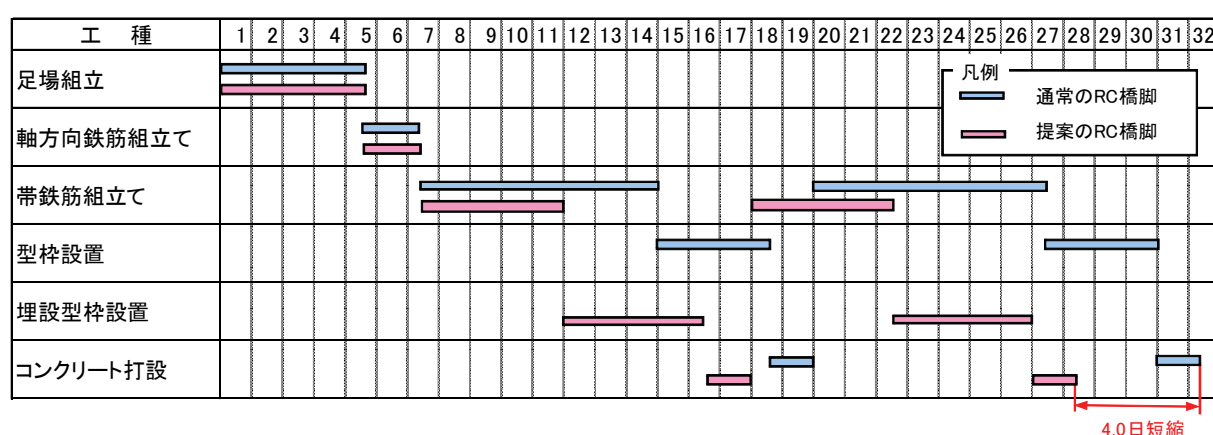


図-3.25 RC 橋脚 2 リフト分のサイクル工程比較

3.6 まとめ

長支間コンクリート橋の RC 橋脚部の施工を合理化するために、施工上最も煩雑となっている中間帯鉄筋の組立てを省略することを目的に、PC 梁を用いた新しいじん性補強手法について検討した。その結果、以下のことが確認できた。

- 1) 鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ部に適切な剛性をもつ PC 梁を軸直角方向に設置することによって、軸方向鉄筋の座屈を抑制することが可能である。
- 2) 橋脚断面が 7.0×5.5m 程度の橋脚ならば、その PC 梁は断面 300×500mm 程度、梁の中間連結 1 カ所、高さ方向の配置間隔 1000mm 程度で十分な座屈抑制効果が得られる。
- 3) 上記の補強を行うことによって、従来の中間帯鉄筋を省略することが可能である。
- 4) 軸方向鉄筋の座屈挙動は、実橋での挙動を適切に評価したモデル化を行うことにより、非線形有限変形解析を用いて評価が可能である。
- 5) 本工法は埋設型枠を用いた鉄筋コンクリート橋脚の施工方法などと組み合わせることにより、さらに施工の合理化が図れる可能性がある。

今後は以上の結果をふまえ、実橋への展開についてプレキャスト部材の詳細形状などを検討し

ていくことが望まれる。

<参考文献>

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002.3
- 2) 浅井 洋、春日昭夫、飯田字朗、梅原秀哲：SD490 鉄筋を軸方向鉄筋に用いた RC 橋脚の実用化に関する研究，土木学会論文集，No.760/V-63，pp.91-108，2004.5
- 3) 佐藤 大，西田秀明，運上茂樹：地震時保有水平耐力法に基づく高強度鉄筋コンクリート橋脚の変形性能評価方法に関する検討，第 10 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，(社) 土木学会，pp.75-78，2007.2
- 4) Bayrak, O. and Sheikh, S. : Plastic Hinge Analysis, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.127, No.9, 2001
- 5) 浅津直樹，運上茂樹，星隈順一：鉄筋コンクリート橋脚における軸方向鉄筋の座屈長算定式，コンクリート工学年次論文報告集，(社) 日本コンクリート工学協会，Vol.22, No.3, 2000.6
- 6) 浅津直樹，運上茂樹，星隈順一，近藤益央：軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究，土木学会論文集 No.682/I -56, pp.177-194, 2001.7
- 7) 建設省土木研究所 耐震技術センター耐震研究室：鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能に関する実験的研究(その 1) 大型模型による塑性変形性能の検討，土木研究所資料第 3739 号，平成 12 年 8 月
- 8) 永元直樹，浅井 洋，春日昭夫，伊藤 篤：プレキャスト梁を用いたコンクリート橋脚のじん性向上に関する実験的研究，構造工学論文集，(社) 土木学会，Vol.50, pp.505-514, 2004.4
- 9) 大江眞平，濱本敬治，可部正治，奥村一彦：プレキャスト型枠工法による高橋脚の急速施工，コンクリート工学，Vol.40, No.6, 2002.6

第4章 バタフライウェブ構造を用いた中規模支間を有する多径間連続桁橋の合理化

4.1 既往の研究と本研究の方針

近年，建設費の縮減や熟練作業員不足への対策などの社会的要求から，コンクリート橋の軽量化や施工の省力化および平準化等を目的として，波形鋼板ウェブ橋や複合トラス橋などの複合橋が開発，実用化されている^{1), 2)}。しかし，上記に挙げられた複合橋は鋼板同士の現場接合や鋼管トラスの格点構造など，現場での鋼部材の接合に労力を要しているのが現状である。

これらの現状を鑑み，現場での鋼部材の接合が不要となる構造として，コンクリート箱桁のウェブに蝶型に切断された平鋼板を用いる「バタフライウェブ橋」(写真-4.1)が提案され，実験的研究が進められている³⁾。本構造は，中央が蝶型にくびれた平鋼板をウェブに用いており，現場での鋼板同士の接合が不要という利点がある。また，コンクリート製の上下床版との接合は，鋼板を直接埋め込み，孔あき鋼板リブ接合で接合するため，鋼板自体の加工も切断と塗装のみとなり加工の省力化が図れる。

本構造の有効な適用個所としては，都市内高架橋があげられる。都市内高架橋の建設においては施工ヤードの確保が難しく，居住地域やオフィス街に隣接して施工することが一般的であるため，騒音や振動公害の問題が懸念される。一方，採用される構造は40m～50m程度のほぼ等支間長が連続するような等桁高多径間連続桁橋が採用されることが多く，工事延長も1km以上となる場合もある。これらのことから工場製作プレキャストセグメント工法の採用が有効となるが，この場合，セグメント重量が軽量化でき，現場においてウェブを接合する必要のないバタフライウェブ橋の採用が有利となる。さらに，等桁高の橋梁に採用することにより，ウェブパネルの形状を統一することが可能で，より製作の合理化，経済性の追求が可能となると考えられる。また，ウェブが連続していないためセグメント間でのせん断力の伝達は，コンクリート部のみで行われるが，上記程度の支間長であること，自重が軽量化されていることなどから，それほどせん断力が大きくないことも本構造の適用に適しているといえる。

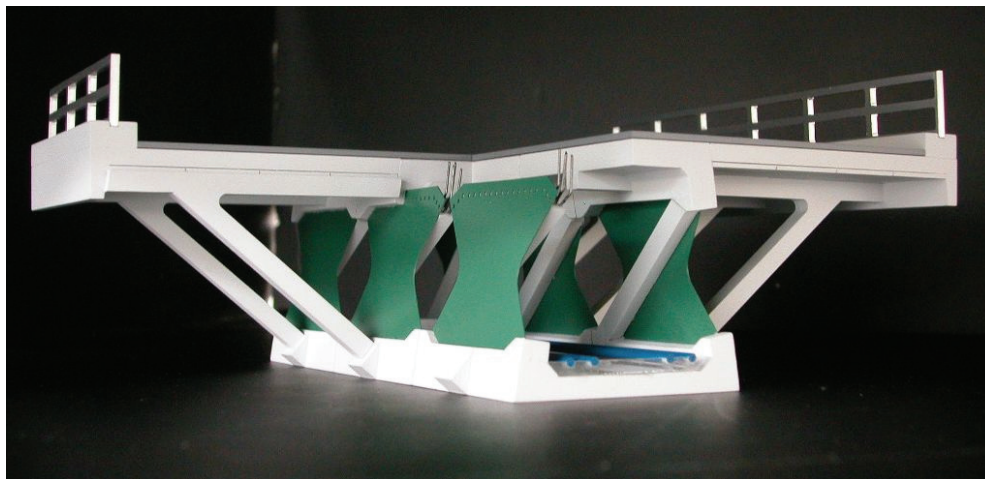


写真-4.1 バタフライウェブ橋

バタフライウェブ橋では、外力への抵抗機構として、蝶型の鋼板パネルがダブルワレントラスに類似した挙動を示すと考えらる（図-4.1）。一方、複合トラス構造とは違い、コンクリート製の上下床版とは、格点部の「点」で接しているのではなく、「線状に」接しているため、上述のように簡易な接合構造で接合可能となるという利点を有している。

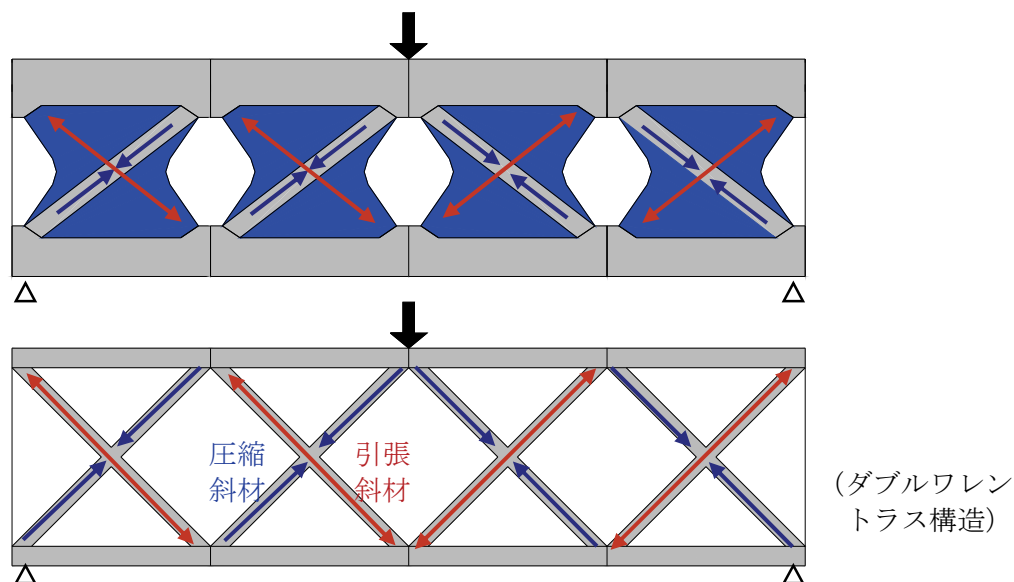


図-4.1 バタフライウェブ橋の構造特性

本構造の重要な要素であるバタフライウェブのせん断挙動については、1/2 縮小模型を用いたせん断実験が行われており、作用するせん断力に対して、以下のように設計することにより、所定のせん断耐力が確保できることが明らかになっている⁴⁾。

- ・パネルのくびれ部での純せん断耐力を確保するように鋼板厚を決定
- ・せん断力による斜め圧縮成分に対して補剛コンクリートおよび補剛コンクリートと鋼板とを結合するスタッドを設計
- ・上下床版との接合部は、せん断力が均等に作用するとして、孔あき鋼板ジベルを設計

また、セグメント間のせん断伝達耐力に関しても、縮小模型を用いたせん断実験が行われており、既往のせん断伝達耐力式⁵⁾を用いた設計を行うことにより、所定のせん断伝達耐力が確保できることが明らかになっている⁶⁾。

一方、我が国の社会資本ストックの平均年齢は増加の一途をたどっており、2025 年度には維持・更新費が総投資額の約 50%を占めるようになるとの試算結果もある⁷⁾。しかし、公共投資の総額の増加は望めないのが現状であり、社会資本のより合理的かつ戦略的な維持管理手法を考えていく必要がある。上記のバタフライウェブ橋はウェブに鋼部材を用いるため、将来的に塗装の塗り替えなどが必要となり、一般のコンクリート橋に比べ、維持管理費の増加が懸念される。また、都市内高架橋に着目すると、多くの場合、桁下空間に立体交差物が存在し、再塗装のために桁下に足場を組み立てるのが困難な状況が発生することも懸念される。

ここで、超高強度繊維補強コンクリート（Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete、以下

UFC と記す) は、1990 年代から研究、開発⁸⁾が開始された新しいタイプのセメント系複合材料で、高い強度特性と高耐久性を有する材料であり、1997 年にカナダで初めて歩道橋に使用⁹⁾されて以来、適用事例が増加している。我が国でも橋梁をはじめ、様々な構造物への適用性が各機関で研究されている¹⁰⁾とともに、実構造物における施工実績も複数報告されている¹¹⁾。

そこで、本研究ではUFCの高い強度特性と高耐久性¹²⁾に着目し、バタフライウェブ橋の維持管理性向上のため、鋼製パネルをUFC製のパネルに置き換えた構造について検討する。UFCは、今まで橋梁の主桁などに適用されて実績はあるが、今回のバタフライウェブのようなせん断パネルとしての適用事例はなく、そのせん断挙動については不明な点が多い。そこで、今回はUFCバタフライパネルのせん断挙動について、せん断耐力実験と非線形FEM解析により解明することを試みた^{13), 14)}。さらに、本構造が適用された橋梁については、ウェブが十分な剛性を有し平面保持の仮定が成立するのか、終局時にはどのような破壊形態を示すのかなど、不明な点が多い。そこで、実際の橋梁に適用した場合を想定し、有限変形非線形解析を用いてその全体挙動に対する検討を行うこととした。さらに、それらの結果から、本構造を実際の橋梁に適用する際の設計手法についても検討し、中規模径間を有する多径間連続桁橋のさらなる合理化に資することとした。

4.2 UFCバタフライウェブ橋の構造概要

4.2.1 使用材料

今回、ウェブに用いる UFC は、ポルトランドセメントとポゾラン材およびエトリンガイト生成系混和材からなる結合材と、粒径 2.5mm 以下の骨材および特殊高性能減水剤からなる超高強度モルタルに、設計引張強度 2000N/mm^2 、径 0.2mm、長さ 15mm と 22mm を混合した補強用鋼繊維を体積比率で 1.75%混入したものである^{15), 16)}。本 UFC は表-4.1 に示す強度特性を有するとともに、写真-4.2 に示すように高い流動性も有する材料である。なお、本 UFC を用いた部材製作時には温度 85℃、20～24 時間の蒸気養生（2次養生）を行う。

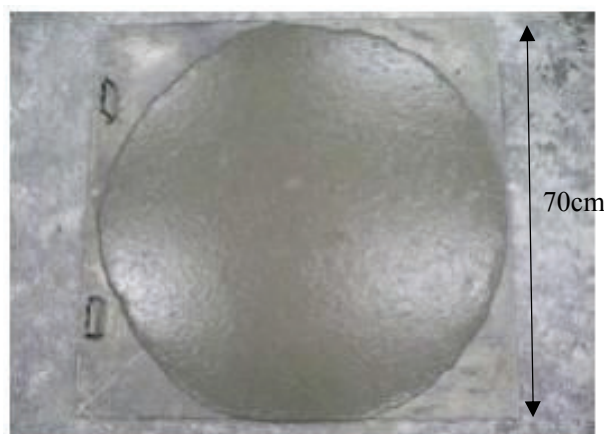


写真-4.2 UFC の流動性

表-4.1 強度特性

項目	記号	単位	値
静弾性係数	E_c	N/mm ²	46,000
圧縮強度	f'_{ck}	N/mm ²	180
引張強度	f_{tk}	N/mm ²	8.8

4.2.2 鋼製バタフライウェブと UFC バタフライウェブとの違い

バタフライウェブ橋は、その蝶型のウェブがダブルワレントラスに類似した挙動を示し構造を成立させている（図-4.1）。UFC を用いたバタフライウェブでは、ウェブ形状は鋼板を用いた場合と同一とするが、100mm 程度の厚みを持つ板構造であるので、鋼板の場合に圧縮トラスに相当する方向に配置されていた座屈防止用の補剛コンクリートは省略できる。一方、UFC はコンクリート系の材料であるため、引張側には PC 鋼材を用いた補強が必要となる（図-4.2）。また、UFC は表-4.1 のように高い静弾性係数を有しているが、板厚が 100mm 程度と薄いこと、橋軸方向に不連続であることから、橋軸方向の抵抗が小さく、鋼板バタフライウェブと同様、効率的な上下床版へのプレストレスの導入が期待できる。さらに、従来の PC 箱桁橋と比べてウェブの軽量化が図れるという構造的な優位性も保持していると考えられる。

なお、上下床版との接合構造は、鋼製バタフライウェブの場合、埋込み部に孔あき鋼板ジベル構造を設けて接合していたが、UFC バタフライウェブはウェブパネル製作時に上下床版への埋込み接合位置にジベル用の鉄筋を直接埋め込み、その鉄筋のジベル効果により接合する構造としている。ここで、この UFC 製のウェブを部材として先行して製作し、上記の様に接合することは養生を含む UFC 部材の製作方法が通常のコンクリートと異なることから必要となるが、このことにより、配筋作業、コンクリート打設などが煩雑である通常の箱桁橋のウェブがプレキャスト化されるため、箱桁製作時の省力化にもつながると考えられる。

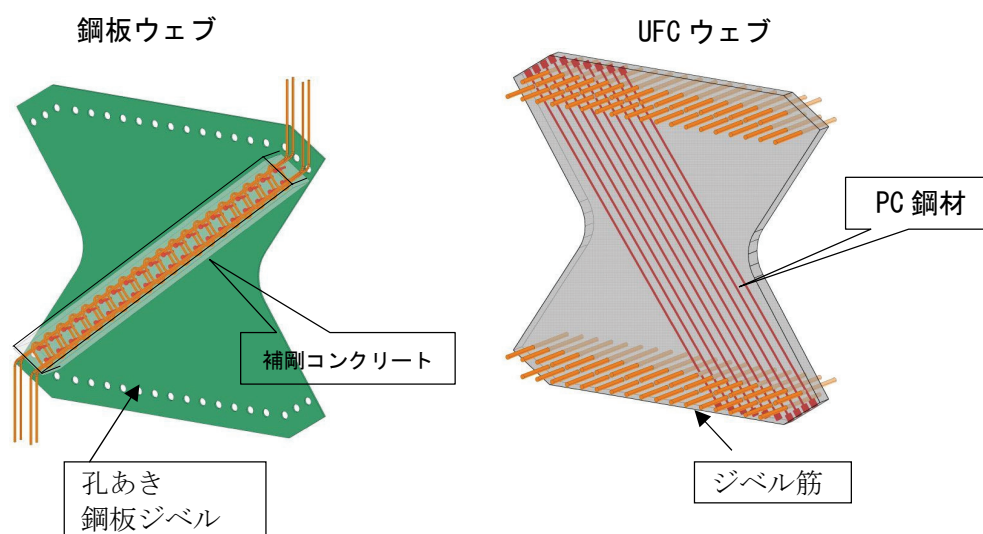


図-4.2 ウェブ構造の比較

4.3 UFCウェブパネルのせん断挙動に関する検討

4.3.1 実験の目的

前記のように、鋼板を使用したバタフライウェブ橋については、パネルのせん断挙動およびパネル間のせん断伝達挙動について、研究および設計手法の提案がなされている。一方、今回の研究対象はパネルを UFC で製作したものであり、鋼板の構造と比べ、パネル間のせん断伝達挙動は同様と考えられるが、パネル自体のせん断挙動および設計手法は異なる。

そこで UFC バタフライパネルに対して、(1)せん断挙動の評価、(2)実挙動と解析結果との整合性の検証、を目的とし、1/2 模型によるせん断実験を行った¹³⁾。

(1) せん断挙動の評価

図-4.1 のように橋梁の鉛直荷重に伴うパネル面内のせん断力が作用した場合、予想される破壊形態は、1) 最小幅部での純せん断破壊、2) 引張側の PC 鋼材降伏による破壊、3) 圧縮側のコンクリート圧壊、の 3 通りが考えられ、さらに、ひび割れ進行に伴ったこれらの複合的な破壊も考えられる。これらの破壊形態は部材耐力および設計手法に大きく関与するため、上記の実験により確認する。

(2) 実挙動と解析結果との整合性

ひび割れ発生後の非線形領域を含む本構造の挙動が、解析結果と整合性を有することを確認し、その挙動や耐力が非線形解析により検証できることを確認する。

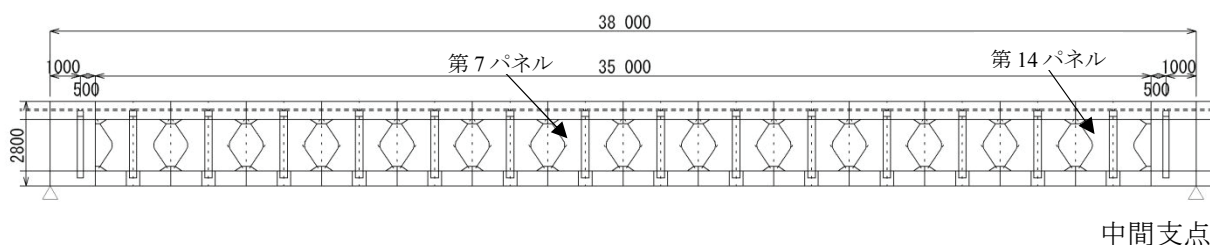


図-4.3 対象橋梁の側面図

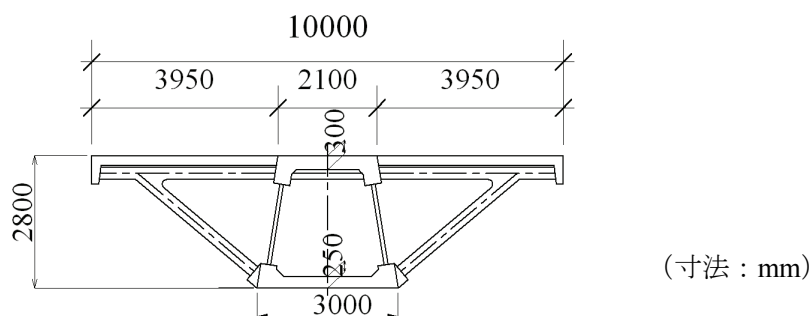


図-4.4 対象橋梁の標準断面図

4.3.2 実験概要

本実験の対象橋梁は図-4.3, 4.4 に示す支間長 38m の連続桁橋とし、実験供試体としては、この中で中間支点に最も近く、対象橋梁の中で最も作用せん断力が大きい第 14 ウェブパネルに着目し、縮尺 1/2 でモデル化した。対象橋梁における作用せん断力と、実験で考慮するせん断力（いずれもパネル 1 枚あたりに作用する水平せん断力）を表-4.2 に示す。

表-4.2 水平せん断力一覧表（1 パネルあたり）

	対象橋梁	実験供試体	
		目標値	実験値
設計荷重作用時	1162kN	291kN	270kN※1
終局荷重作用時	2601kN	650kN	772kN※2

※1：補強 PC 鋼材に貼付けたひずみゲージにより緊張力履歴を計測し、実験直前での目標緊張力との差異からデコンプレッション状態となる水平せん断力として算出

※2：補強 PC 鋼材の実際の降伏強度×断面積から算出

バタフライウェブの設計においては、設計荷重作用時¹⁷⁾（供用時に発生する可能性が高い荷重状態、今回は自重＋橋面荷重＋活荷重が作用した状態とした）でフルプルストレス状態を確保するとともに、終局荷重作用時¹⁷⁾（部材の破壊に対する安全性を照査する荷重状態、今回は自重＋橋面荷重＋活荷重の 1.7 倍が作用した状態とした）において、PC 鋼材が降伏応力以下となるように、パネル内の補強プレストレス量を選定する。実橋における補強量を上記により算出すると、設計荷重作用時に必要な本数が 1S15.2PC 鋼より線 7.5 本（有効プレストレス量を引張強度の 0.50 倍と仮定）、終局荷重作用時に必要な本数が 9.9 本となった。実験供試体においても同様に算出すると、設計荷重作用時に 1S12.7PC 鋼より線が 2.7 本、終局荷重作用時に 3.5 本必要となった。そこで、実験供試体には 1S12.7PC 鋼より線を 4 本配置し、導入プレストレスは必要最低限の 246kN を目標にプレテンション方式にて導入することとし、緊張力の伝達向上を図るために端部に圧入グリッパを配置した（図-4.5）。実験供試体の製作における PC 鋼より線のひずみ履歴を図-4.6 に示す。パネルの厚さは、PC 鋼材のかぶりを確保するため 55mm としたが、圧入グリッパの効果もあり、プレストレス導入直後はほぼ目標としていたプレストレス量が導入されたと見なされる。ただし、その後の 2 次養生である蒸気養生中に 20%程度張力が減少し（予想は 15% 減少）、実験時は 228kN となった。

載荷方法は、供試体パネルの上下端をコンクリートにて巻き立て、下端を全方向に固定するとともに、上端側にはレールを配置して鉛直方向の変形を拘束し、ジャッキによる水平載荷によって水平方向のみに変形を生じさせることで純せん断力を作用させた（図-4.5, 写真-4.3）。これにより、対象橋梁の第 14 パネルに作用している水平せん断力に対応するせん断力を載荷することとした。

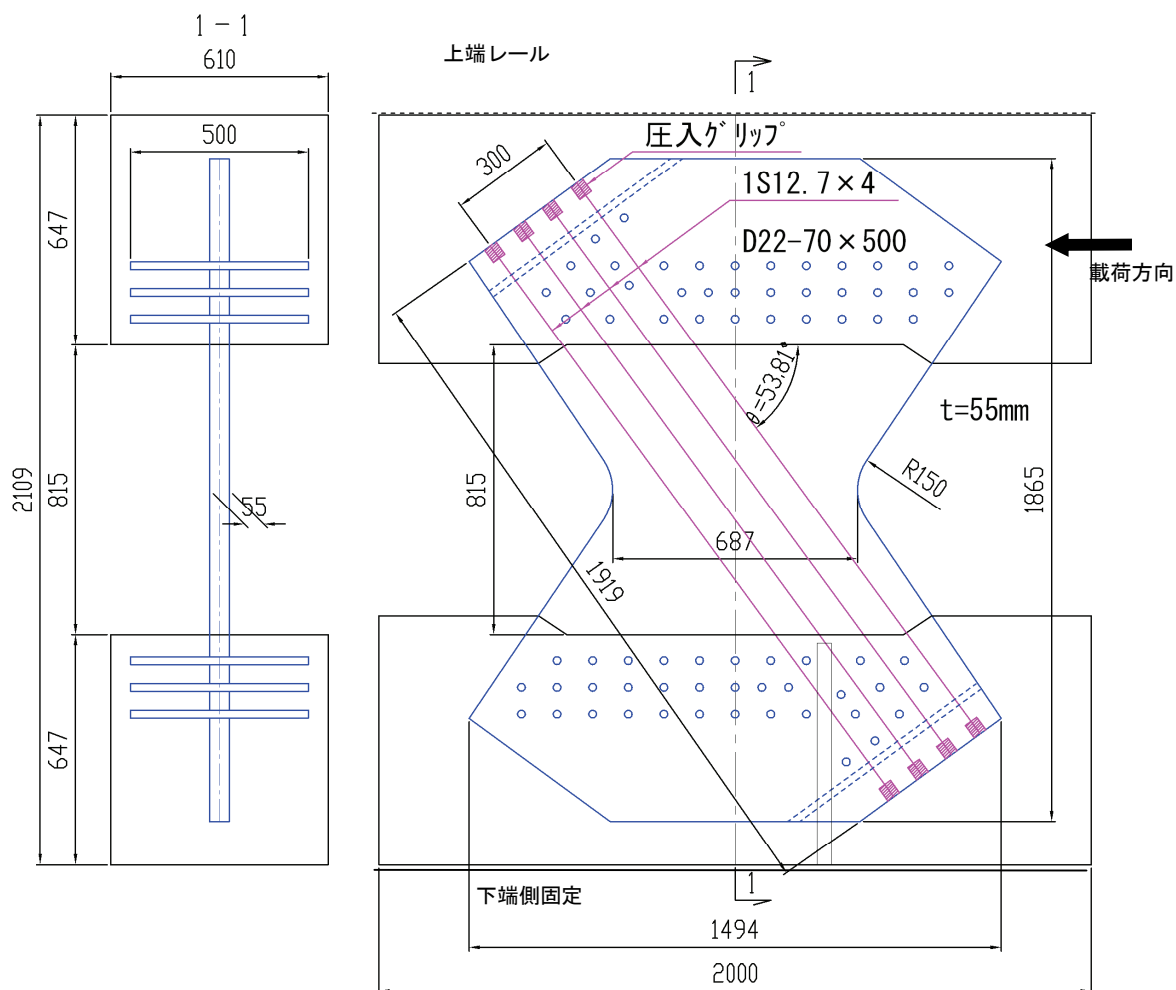


図-4.5 実験供試体概要図 (寸法：mm)

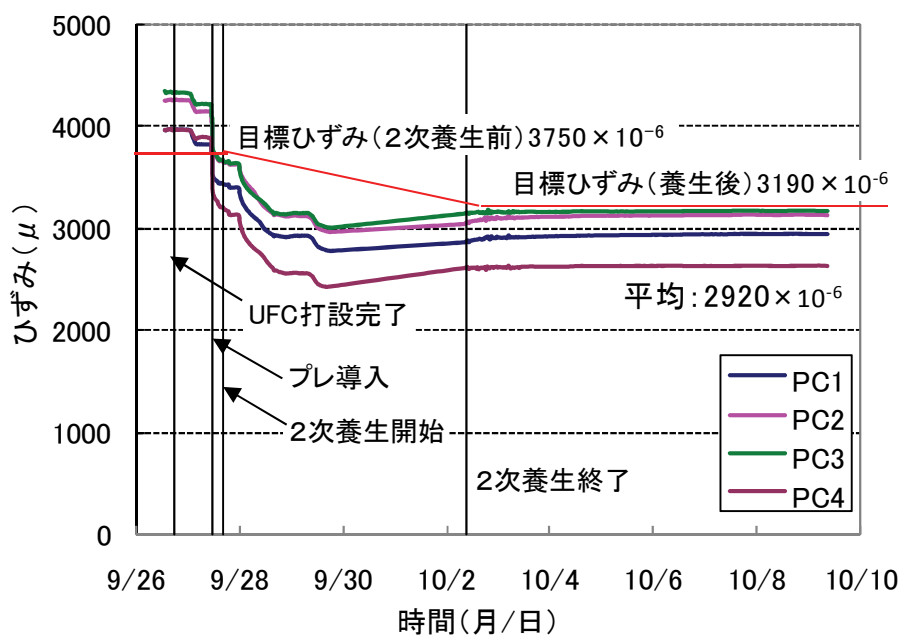


図-4.6 PC 鋼材のひずみ量の経時変化

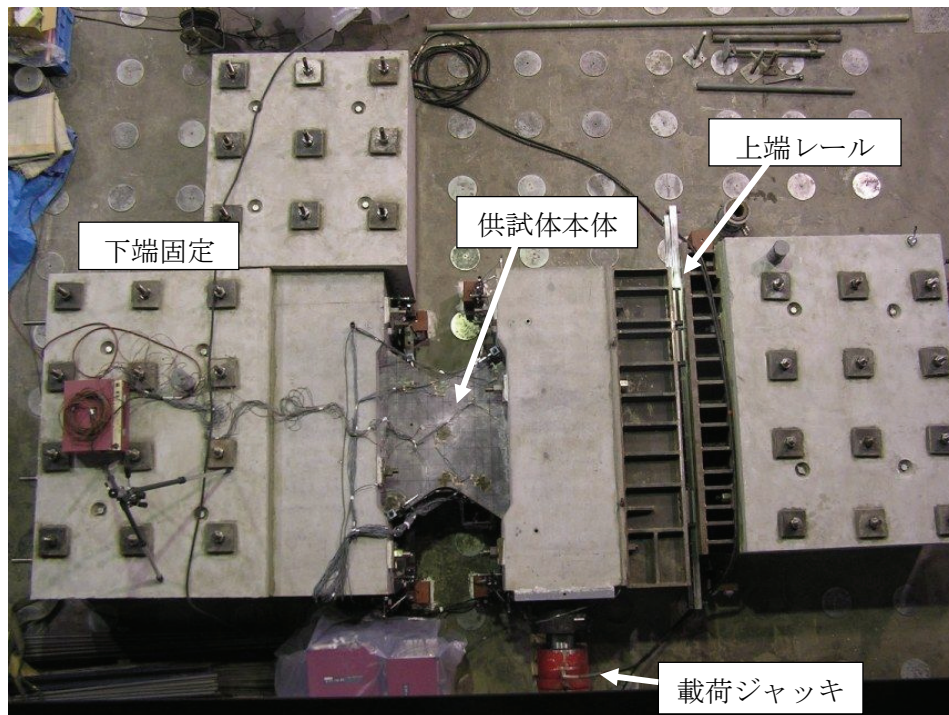


写真-4.3 荷重実験状況

4.3.3 事前解析の概要

実験結果と比較検討するため、材料非線形性を考慮できる非線形有限要素解析を行った。解析モデルを図-4.7に示す。解析では、UFC部をシェル要素、補強 PC 鋼材を埋込タイプの棒要素としてモデル化した。また、実験と同様に UFC バタフライパネルの下端を全固定し、上縁の上下方向、前後方向は固定し荷重方向である水平方向のみ移動する拘束条件とした。

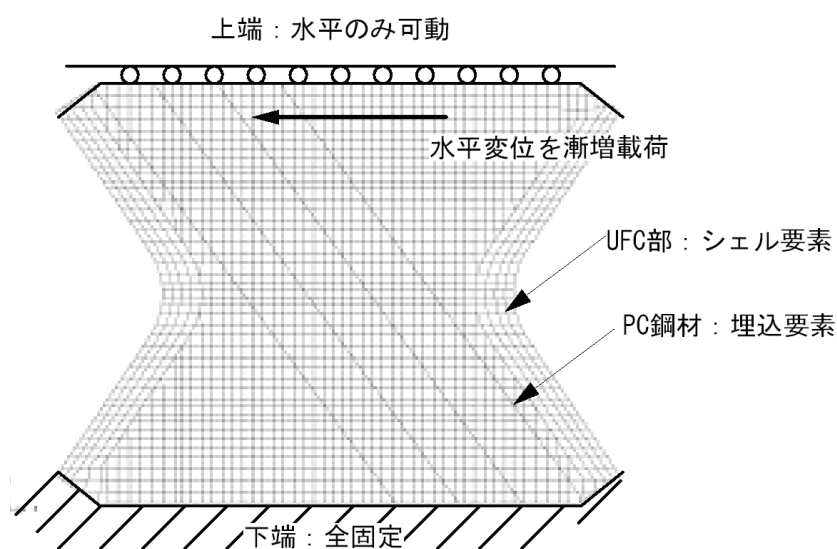


図-4.7 UFC パネルの非線形解析モデル

材料特性は、実験時に行った材料試験結果（表-4.3）の値を用い、図-4.8、図-4.9 のように UFC、PC 鋼材をモデル化した。なお、UFC の引張軟化曲線は、参考文献 12)に則り、図-4.10 により算出するものとし、図中の材料強度特性は表-4.3 に示す実際の材料試験結果を用い、 w_{1k} 、 w_{1k} 、 G_F は参考文献 12) の値を用いた。

解析は上縁部に水平力を漸増載荷し、全体系が不安定となり、解が収束しなくなるまで行った。

表-4.3 解析に用いた材料試験結果

項 目		記号	単位	試験値	備 考
UFC	静弾性係数	E_c	N/mm ²	45,017	圧縮強度試験より 円柱供試体：φ 100×200mm
	圧縮強度	f_{ck}	N/mm ²	189.1	圧縮強度試験より 円柱供試体：φ 100×200mm
	ひび割れ 発生強度	f_{cr}	N/mm ²	7.8	割裂強度試験より 円柱供試体：φ 100×200mm
	引張強度	f_{tk}	N/mm ²	20.2	割裂強度試験より 円柱供試体：φ 100×200mm
	せん断強度		N/mm ²	46.3	2面せん断試験より 角柱供試体：100×100×400mm
PC 鋼材	引張強度	f_{pu}	N/mm ²	1975	引張試験より 供試体：12.7mm 鋼より線

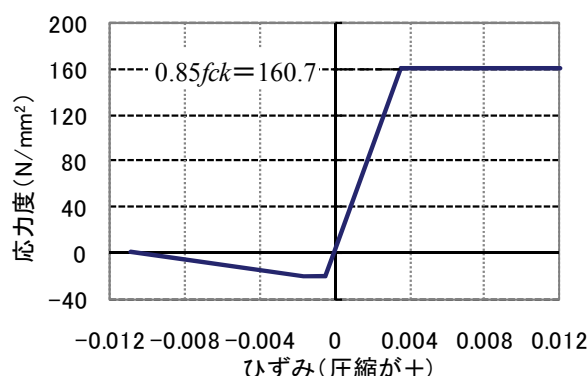


図-4.8 UFC の応力-ひずみ曲線¹²⁾

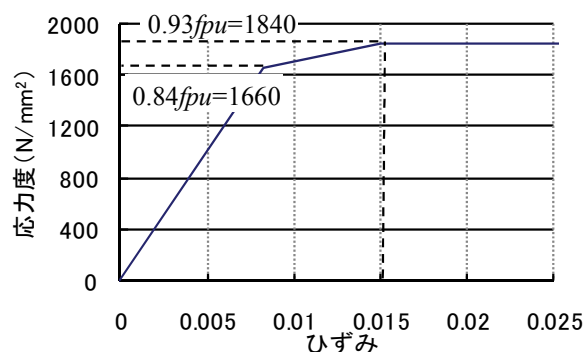
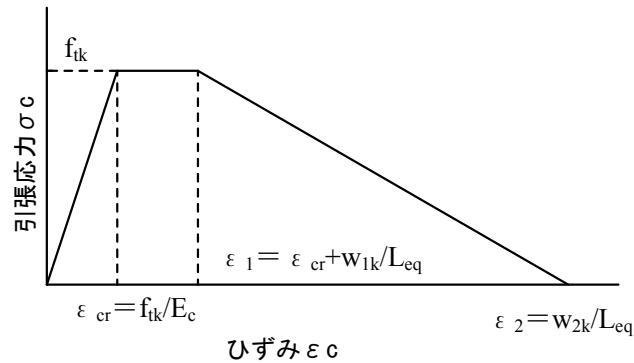


図-4.9 PC 鋼材の応力-ひずみ曲線¹⁷⁾



図中の f_{tk} : 引張強度 (20.2 N/mm²)

E_c : ヤング係数 (45,017 N/mm²)

w_{1k} : ひび割れ発生後, 一定応力を保持できる開口変位 (0.5 mm)

w_{2k} : ひび割れ発生後, 応力が 0 となる開口変位 (4.3 mm)

L_{eq} : 等価検長 = $0.8 \cdot \{1 - (1/1.05 + 6 h / l_{ch})^4\} \cdot h$

l_{ch} : 特性長さ = $G_F E_c / f_t^2$

G_F : 破壊エネルギー = 27.12 N/mm

h : 曲げ部材桁高 (518mm とした)

図-4.10 引張応力軟化曲線の概念図¹²⁾

4.3.4 実験結果

(1) 結果概要

図-4.11 に載荷荷重と水平方向変位の関係を示す。載荷荷重 400kN にてバタフライウェブの最小幅部近傍, 引張側の側面にひび割れが発生し, 500kN にて反対側の側面にも発生した。荷重-変位曲線においては約 700kN を超えた時点から変形勾配が緩やかになっており, ひび割れ進行による剛性低下が見受けられる。しかし, その後は荷重の増加に対する変形勾配の明確な変化は見られなかった。これは UFC 内の鋼繊維による高いひび割れ分散性に起因するものと思われる。目視によるひび割れ確認においても, ひび割れ幅 0.05mm 程度の微細なひび割れは斜め方向に発生するものの, それぞれのひび割れ幅の顕著な増加は見られなかった (ひび割れの分布は写真-4.4 のスケッチ線を参照)。

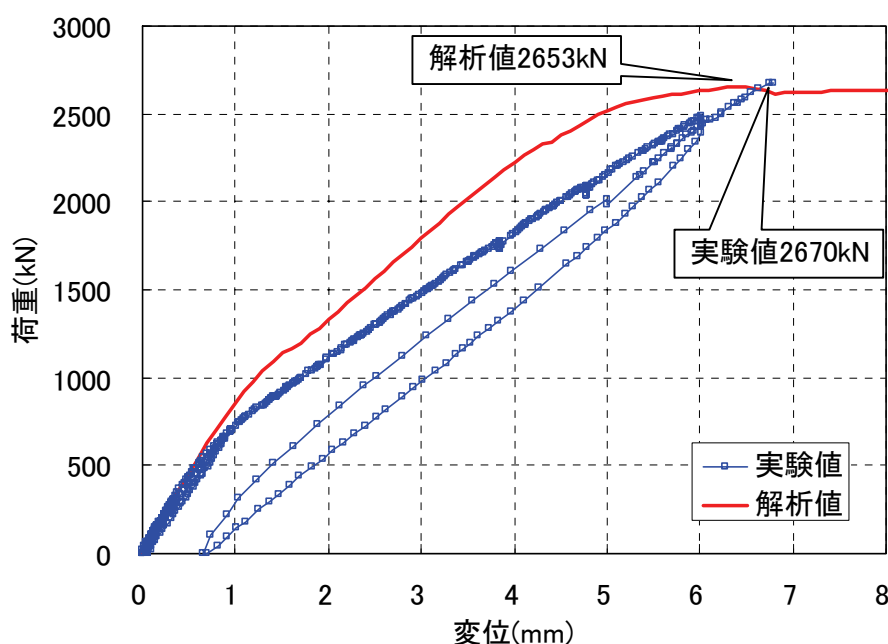


図-4.11 荷重-水平変位

載荷荷重が 2500kN に達した段階で一度 0kN まで除荷し、破壊損傷度を確認した。その結果、表面には微細なひび割れが多く確認されたが、変位はほぼ原点に回帰し、残留変形を示すような塑性的な破壊が多くは進行していないことが確認された。その後、破壊まで漸増載荷し、最終的に載荷荷重が 2670kN に達した時点で固定端近傍の圧縮側の一部が圧縮破壊し、それと同時に供試体は引張側の対角線方向に引き裂かれるように破断した。写真-4.4 に破壊状況を、その中の圧縮破壊部を○印にて明示し、この拡大を写真-4.5 に示す。なお、図-4.11 中には後述する非線形解析の結果も示しているが、実験結果と解析結果の間には、ひび割れ発生後の勾配に若干の違いが見られるものの、破壊耐力や破壊時の変形等、ほぼ一致しており、非線形解析によって本構造は評価可能であることが分かる。なお、実験における面外変形量は図-4.12 に示す様に最大 0.4mm と小さく、この変形のみを模擬した弾性 FEM 解析結果より、UFC の発生応力度も 1N/mm^2 程度以下と全体に与える影響は小さい事を確認している。

図-4.13 にせん断応力度と水平変位の関係を示す。図中の実験値は、実験供試体のくびれ部に貼り付けた 3 軸ゲージより算出した応力度であり、解析値は計測位置と同一位置の応力度である。また、図中には参考文献 12) により算出した設計斜め圧縮破壊耐力と、材料強度試験により得られた 2 面せん断強度を用いたくびれ部の純せん断破壊耐力を示している。これによると、せん断破壊予想耐力よりも大きなせん断力が作用するまで、せん断破壊が生じなかったことがわかる。純せん断に関しては、引張方向に導入したプレストレスにより、せん断耐力が向上したために破壊に至らなかったと考えられる。また、斜め圧縮破壊耐力は梁において斜め引張ひび割れが発生し、トラス理論が成立する際に適用できる耐力算定式であり、本構造の破壊形態はこれとは異なるためにこのような差異が生じたと考えられる。これらより、本構造においては、純せん断によるくびれ部の破壊が先行する可能性は低いといえる。



写真-4.4 破壞狀況



写真-4.5 破壞狀況（拡大）

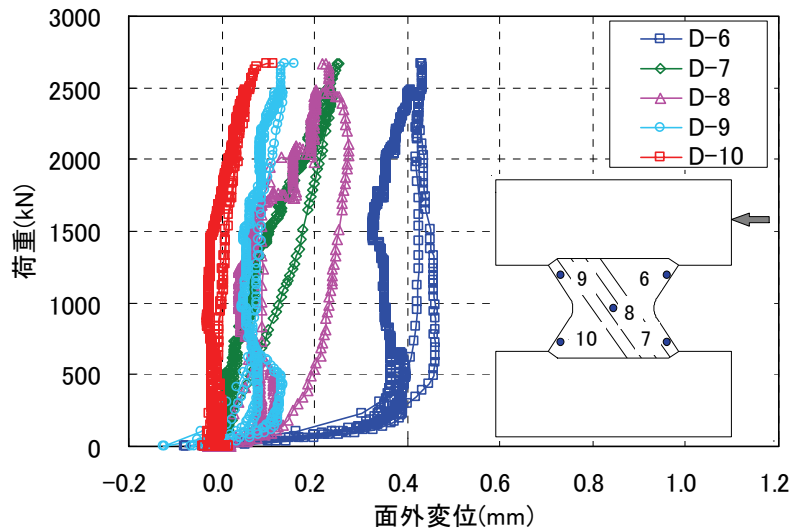


図-4.12 実験供試体の面外変形量

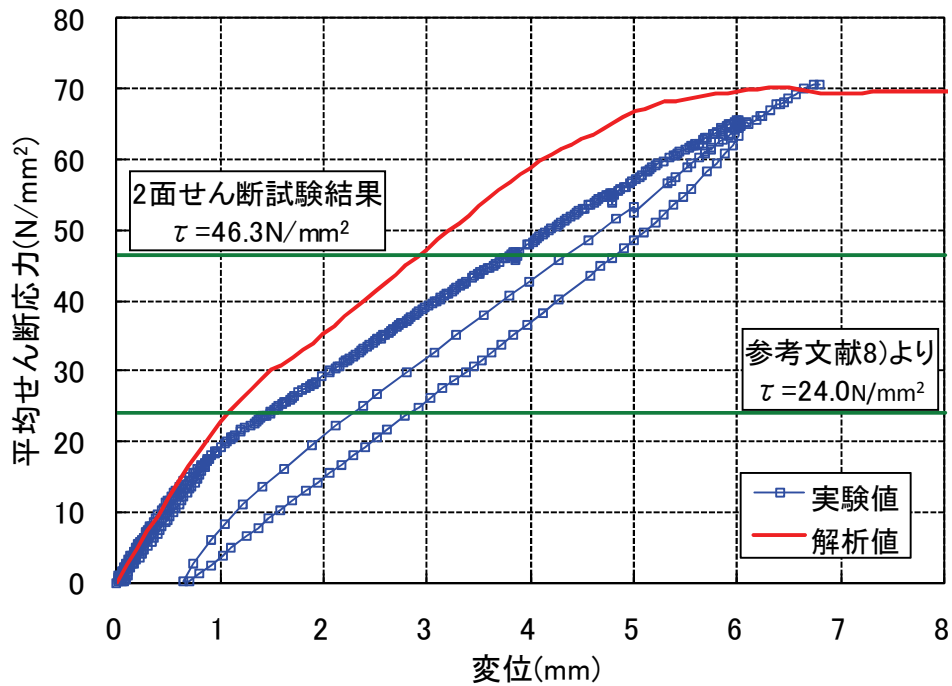


図-4.13 せん断応力度-水平変位

(2) 実験供試体の最大耐力

実験供試体の破壊耐力をダブルワレントラスの圧縮部材と引張部材の和であると仮定する。パネル内では、圧縮応力度は図-4.14 のように分布している。これより、パネル内においてトラスの圧縮部材として機能する領域である圧縮領域幅を、図-4.14 中の斜線で囲われている領域のようにとる。

一方、トラスの引張部材としては、破壊時の挙動であるため、繊維補強コンクリート部はひび

割れが発生しているものと考えられる（図-4.15）。よって、引張部材としては補強 PC 鋼材のみを考える。このとき、破壊直前には引張側の補強 PC 鋼材はすでに降伏していると考えられるため、実験供試体の最大破壊耐力（水平力）は式(4.1)によって算出できる。

ここで、表-4.4 の材料試験結果，諸数値を用いて算出した実験供試体の水平破壊耐力は 2121kN となる。この値は，実験における圧縮破壊荷重 2670kN に対して 20%程度小さい。これは，引張側において UFC が抵抗していることや，圧縮側において，仮定した抵抗面積の外側も抵抗断面として作用していることなどが影響していると考えられる。すなわち，上述のように仮定して耐力を算出することにより，2割程度の安全率が確保されるといえる。

なお，非線形解析においては，UFC の圧縮強度の最大値として $0.85f_{ck}=161\text{N/mm}^2$ を用いているが，この解析における圧縮破壊荷重と実験における圧縮破壊荷重がほぼ一致している（図-4.11）。よって，圧縮領域側の耐力算出において，文献 12) の圧縮耐力算定手法と同様に，部材の耐力から逆算される圧縮強度と供試体強度の差を考慮するための係数，すなわち供試体による圧縮強度の特性値の 0.85 倍を部材の耐力算定時の材料強度とすることは妥当といえる。

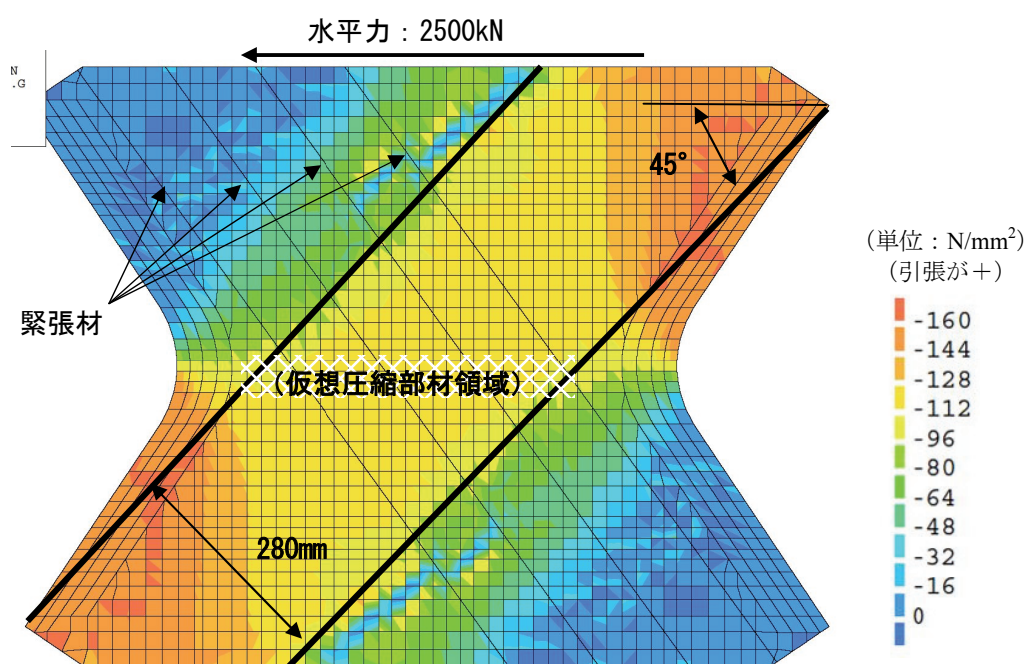


図-4.14 非線形 FEM 解析における圧縮応力分布

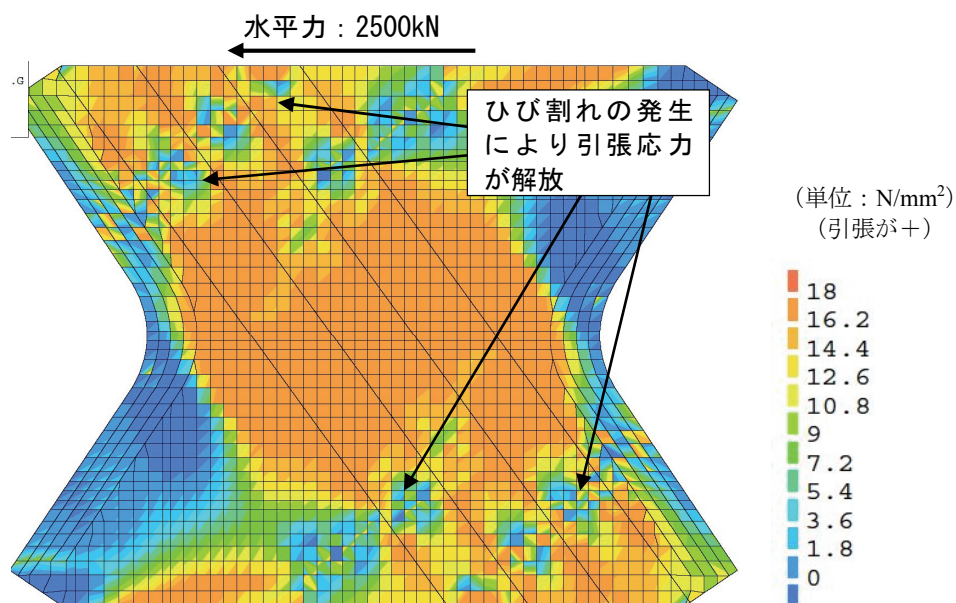


図-4.15 非線形 FEM 解析における UFC の引張応力度分布

$$F_{Hcr} = 0.85f_{ck} \cdot A_c \cdot \cos 45^\circ + f_{py} \cdot A_p \cdot n \cdot \cos \theta \quad (4.1)$$

ただし、 F_{Hcr} ：パネルの水平破壊耐力

f_{ck} ：UFC の圧縮強度

A_c ：圧縮領域面積

f_{py} ：補強 PC 鋼材の降伏強度

A_p ：補強 PC 鋼材 1 本あたりの断面積

n ：補強 PC 鋼材の本数

θ ：補強 PC 鋼材の水平に対する角度

表-4.4 耐力算出に用いた材料試験結果および諸数値

項 目	単位	数値	備考
UFC の圧縮強度	N/mm ²	189.1	材料試験結果
圧縮領域面積	mm ²	15400	280mm×55mm
補強 PC 鋼材の降伏強度	N/mm ²	1660	
補強 PC 鋼材の断面積	mm ²	98.71	1S12.7
補強 PC 鋼材の本数	本	4	
補強 PC 鋼材の配置角度	度	53.8	

(3) UFC の挙動

図-4.16 に実験により計測された圧縮方向の UFC のひずみを示す。なお、図-4.16, 17 に示す実験値はそれぞれの図に示す計測位置に、載荷方向から 45 度の方向に向けて貼り付けたひずみ

ゲージによって計測した、水平荷重に伴う値である。この図から分かるように、圧縮領域のひずみは載荷荷重の増加とともにほぼ直線的に増加しており、除荷及びその後の再載荷時にもその線形性を維持している。これは UFC の「圧縮応力-ひずみ曲線が圧縮強度付近までほぼ線形である」¹²⁾という材料特性に起因している。なお、ひずみが $0.85f_{ck}$ に対応する 3570μ に達したところで破壊していることから、今回の実験が圧縮側の圧壊により終局を迎えたことが伺える。

次に、実験における端部の圧縮ひずみと解析におけるひずみ値の比較を図-4.17 に示すが、実験供試体端部の圧縮ひずみは解析値と一致しているために、非線形解析が実験結果と整合性を有していることが明らかとなった。

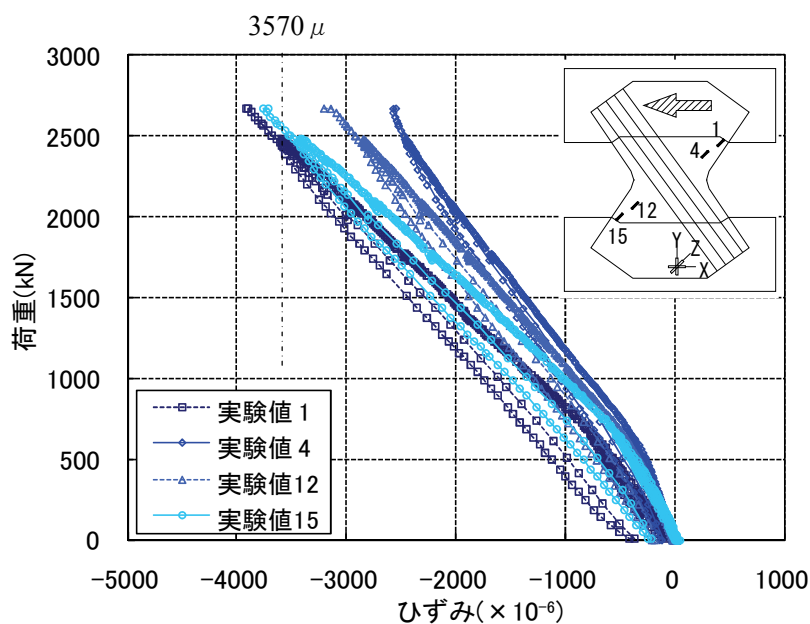


図-4.16 UFC の圧縮ひずみ

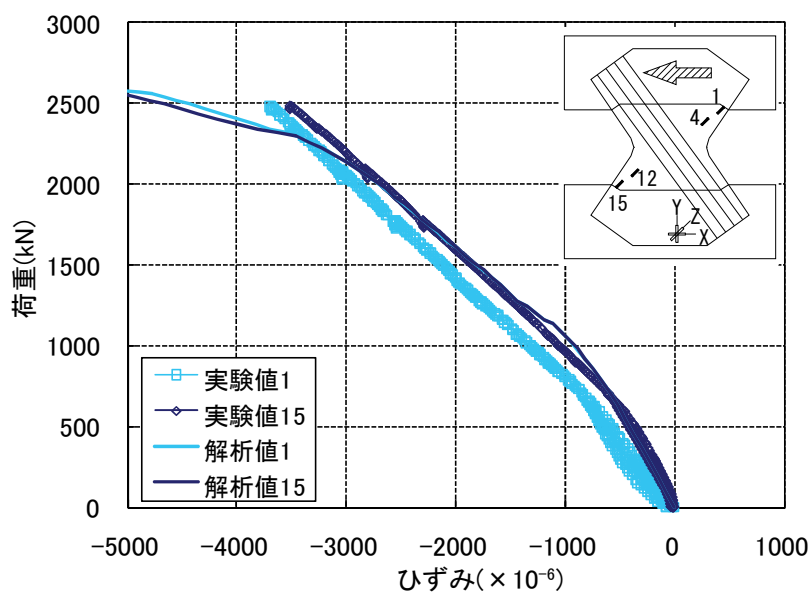


図-4.17 解析値との比較

(4) 補強 PC 鋼材の挙動

図-4.18 に補強 PC 鋼材のひずみを示す．なお，図中の実験値とは，図に示す位置の PC 鋼材に貼り付けたゲージによって計測した値である．実験において計測されたひずみをみると，水平変位の増加に伴って位置 A，C とも単調増加しているが，図-4.16 に示す圧縮領域のひずみ増加に比べ若干遅いことが分かる．これは，引張側は UFC にひび割れが生じ，応力解放が起こっており，ゲージ貼り付け位置には顕著に成長するひび割れが生じていなかったことに起因するものと考えられる．

一方，計測結果と解析結果は，ひび割れ発生による応力の乱れの影響はあるものの，ほぼ同様の挙動を示しているといえる．

解析において最初に降伏した補強 PC 鋼材の位置は，最外縁の PC 鋼材における上端部からほぼ 1/4 の点であり，そのときの載荷荷重は 1247kN であった（図-4.19）．この荷重は，実験供試体を設計した際に予想された 740kN（4 本/3.5 本×650kN）より大きな値である．これは UFC が鋼繊維の混入により高い引張強度およびひび割れ後の残留引張強度を有していることに起因すると思われる．

ここで，PC 鋼材の降伏後も実験供試体が顕著な剛性低下なく耐荷力を維持していたのは，今回の載荷装置が上下方向の移動を完全拘束するような手法であったため，引張側が剛性低下しても，圧縮側がストラットのように斜め方向に抵抗したためであると考えられる．

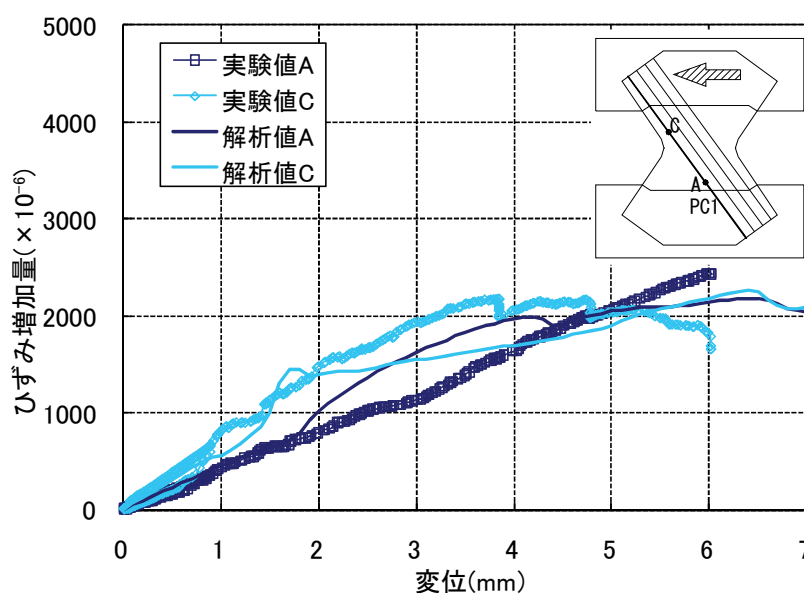


図-4.18 PC 鋼材のひずみ

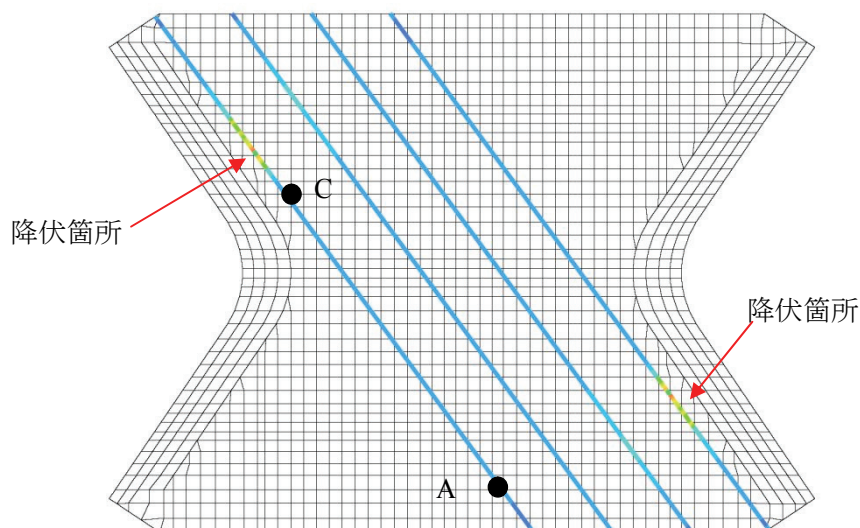


図-4.19 強制変位 1.8mm, 荷重 1247kN 時の PC 鋼材ひずみ分布

4.4 非線形解析による全体挙動に関する検討

4.4.1 解析概要

本検討においては、前章の実験により実際の挙動と整合性が確認された非線形解析手法を用い、実橋の挙動評価を行う。具体的には、4.2 で取り上げた図-4.3、4.4 に示す連続桁橋を 2 径間連続桁橋として取り上げ、材料非線形と解析ステップに応じて座標更新を行う幾何学的非線形性を考慮した有限変形非線形解析により検討した。ここで、幾何学的非線形性を考慮したのは、今回の構造が曲げ剛性に対してせん断剛性が相対的に低いと考えられること、荷重が増加したときに UFC パネルに損傷が生じた場合、さらにこのせん断剛性が低くなり、平面保持の仮定が成立しなくなることも考えられるため、これらのことをより詳細に検討するためである。

また、モデル化範囲は中間支点位置と断面中心線でそれぞれ対称条件を設定した 1/4 区間とした。なお、解析において上下コンクリート床版部は弾性ソリッド要素、UFC ウェブ部は材料非線形性を有するシェル要素、ウェブ内の補強 PC 鋼材は材料非線形性を有する埋込み棒要素でモデル化し、プレストレスを与えた。載荷荷重は、「自重+橋面荷重+道路橋示方書¹⁷⁾に沿った活荷重」とし、これらの合計荷重を漸増載荷した。解析で設定した各材料の特性値を表-4.5 に、解析モデルを図-4.20 に示す。

表-4.5 解析に用いた各材料の特性値

部位	項 目	単位	数値	備考
床版	静弾性係数	N/mm ²	33,000	
ウェブ	静弾性係数	N/mm ²	46,000	文献 12)より
	圧縮強度	N/mm ²	180	
	引張強度	N/mm ²	8.8	
PC 鋼材	静弾性係数	N/mm ²	200,000	1S15.2 文献 17)より
	降伏強度	N/mm ²	1,570	
	引張強度	N/mm ²	1,730	

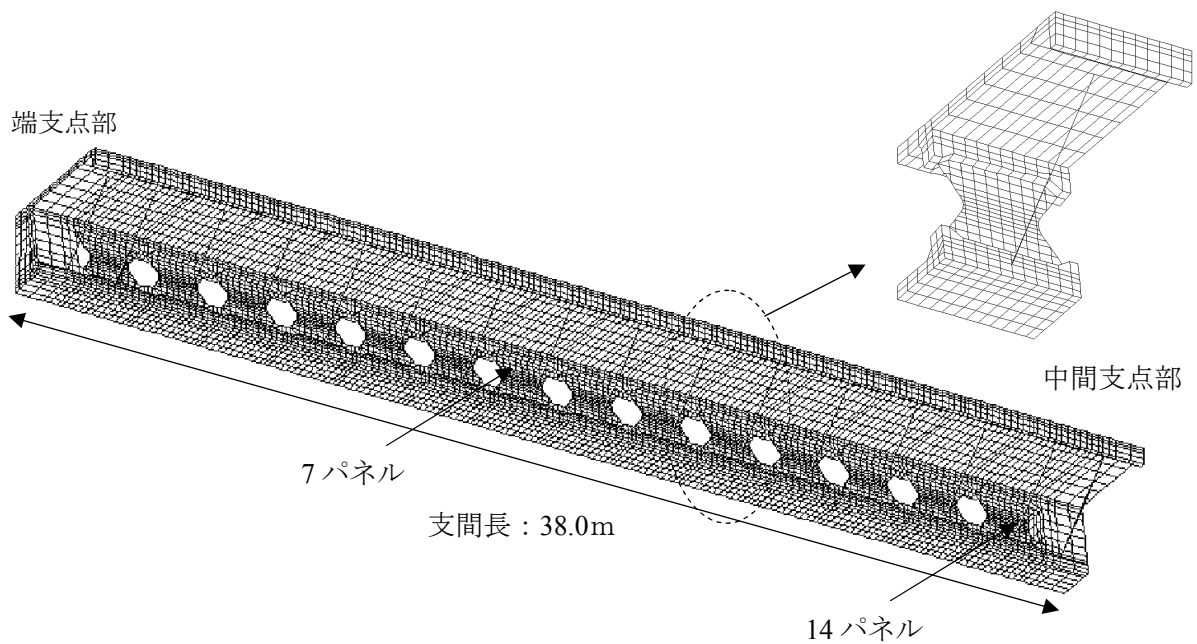


図-4.20 非線形解析モデル（要素分割の概要）

4.4.2 ウェブパネルの設定

ウェブは図-4.3 に示す第 14 パネルに着目し、梁解析により求めたせん断力に対して以下の手順で設定した。

(1) 荷重状態：1.0×（自重＋橋面荷重＋活荷重），（文献 17)の設計荷重作用時に相当）

1) 以下の式を用いた全断面に作用するせん断力から、第 14 パネルに作用する水平せん断力を算定する。

$$H_s = \tau \cdot b_w \cdot l_w \quad (4.2)$$

$$\tau = \frac{S \cdot Q}{b_w \cdot I} \quad (4.3)$$

ただし、 H_s ：パネルに作用する水平せん断力

τ ：パネルに生じるせん断応力度

b_w ：パネル厚さ

- l_w : パネル間隔
 S : 断面に作用するせん断力
 Q : 図心軸に関する断面 1 次モーメント
 I : 部材断面の断面 2 次モーメント

ここで、バタフライウェブは橋軸方向の応力に対して抵抗しないため、ウェブ位置では Q , I ともに一定となり、式(4.2)で水平せん断力が算出可能となる。

- 2) ウェブパネルをダブルワレントラスと仮定し、上記の水平せん断力から引張弦材、圧縮弦材の作用力を算出する。
- 3) 補強 PC 鋼材のプレストレス力を、引張弦材の作用力以上となるように設定する。

(2) 荷重状態 : $1.7 \times (\text{自重} + \text{橋面荷重} + \text{活荷重})$, (文献 17)の終局荷重作用時に相当)

- 4) (1)と同様に引張弦材の作用力を算出し、全作用力が補強 PC 鋼材に作用すると仮定し、この応力状態に対して補強 PC 鋼材が降伏応力度以下となるような鋼材本数を選定する。
- 5) ウェブ厚は、前章の載荷実験結果と比較できるように、 $55\text{mm} \times 2 = 110\text{mm}$ とする。

上記の結果より第 14 パネルは図-4.21 に示すように設定した。なお、他のパネルについても第 14 パネルと同一部材とし、せん断力が逆転する位置については、左右を入れ替えてモデル化した。

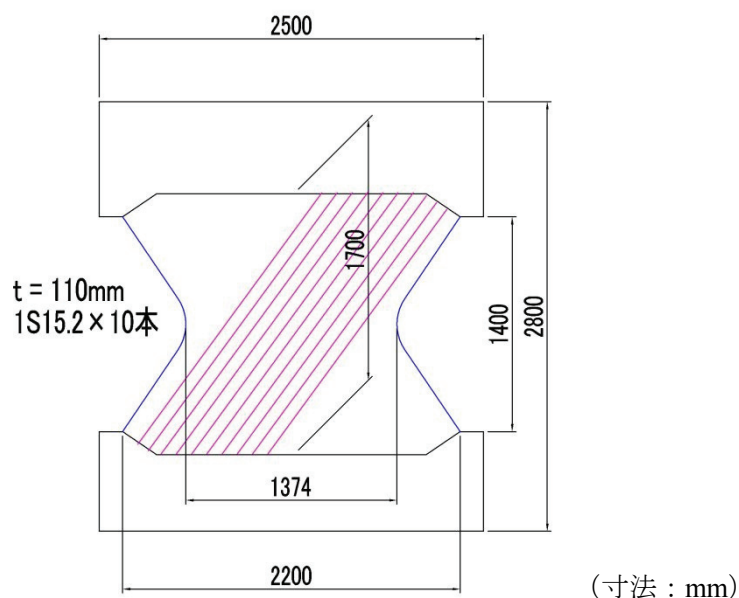


図-4.21 パネル寸法

4.4.3 解析結果

各ステップでの載荷荷重を式(4.4)で示すような荷重強度係数 α の関数とし、この α と支間中央部の鉛直変位との関係を図-4.22 に示す。

$$\text{載荷荷重} = \alpha \cdot (\text{自重} + \text{橋面荷重} + \text{活荷重}) \quad (4.4)$$

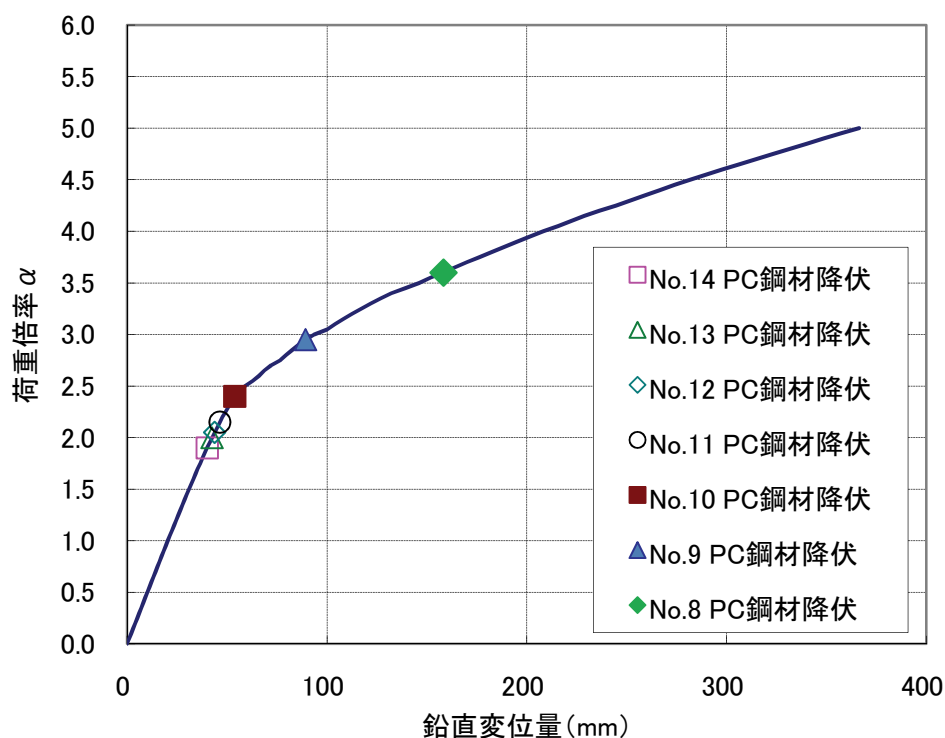


図-4.22 荷重－変位曲線

(1) ひび割れ発生について

$\alpha=1.0$ の時に 14 パネルの引張縁付近にひび割れが発生した（図-4.23, $\alpha=1.0$ のひび割れ図）。ここで、14 パネルの補強プレストレス量は梁解析により求めた $\alpha=1.0$ における水平せん断力に対してフルプレストレスとなるように設定した。一方、今回の解析では UFC の引張強度 8.8N/mm^2 を考慮している。すなわち、UFC の引張強度分だけ差異が生じたことになる。これは、前項の梁解析による設定法では引張側に発生する応力度が一様であると仮定したことと同義であるのに比べ、有限要素法を用いた今回の詳細解析では局所的な応力分布も加味されるという違いに起因している。つまり、局所的に偏在した引張応力度により、ひび割れが発生すると判定されたと考えられる。

ここで、UFC はひび割れ発生後も内部の補強鋼繊維の効果により、図-4.24 に示すように高い引張応力保持性能を有している。前節の実験においても、ゲージの計測値からはひび割れが発生したと見なされる載荷荷重 400kN においてもひび割れを目視確認できず、 700kN に達した時点から徐々に剛性低下が見受けられるようになった。すなわち、ひび割れ発生後も高い引張応力抵抗

性とひび割れ分散性を有しており，直ちに顕著な剛性低下を起こすことはないといえる．なお，**図-4.24** は**図-4.10** の手法を用い，**表-4.5** に記載の引張強度，静弾性係数の設計値を代入して得た設計上の基準値である．

ただし，設計荷重時にひび割れが発生すると，環境条件によってはひび割れ面を架橋している鋼繊維の腐食等の検討が必要になる事も考えられる．一方，現在設定している補強 PC 鋼材のプレストレスレベルは $0.35f_{pu}$ 程度と，低い値である．そこで，実際の設計においては，このプレストレスレベルを 1 割程度増加させることにより，設計荷重作用時における局所的なひび割れを抑制するのがよいと考えられる．

以上より，前項のようにプレストレス力を設定することにより，設計荷重時におけるひび割れ抑制が可能になるとともに，それ以上の荷重に対しても，脆性的な引張損傷を示すことはなく，安全性が保たれているため，設計手法としては妥当と考えられる．

その後，載荷荷重の増加に伴い 14 パネル内のひび割れ範囲は増加し（**図-4.23**， $\alpha=2.0$ のひび割れ図），他のパネルにおいても順次ひび割れが発生していった．しかし， $\alpha=2.0$ 程度までは荷重と変形の関係は線形関係を保っており，剛性低下の影響は見受けられなかった（**図-4.22**）．

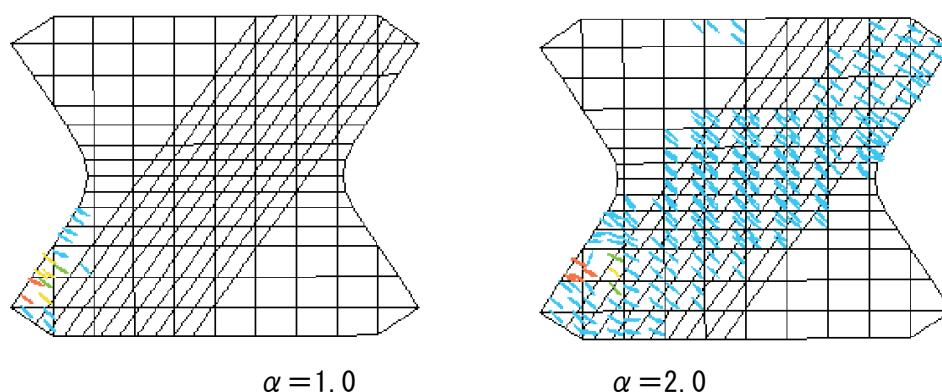


図-4.23 14 パネルのひび割れ図（ $\alpha=1.0, 2.0$ ）

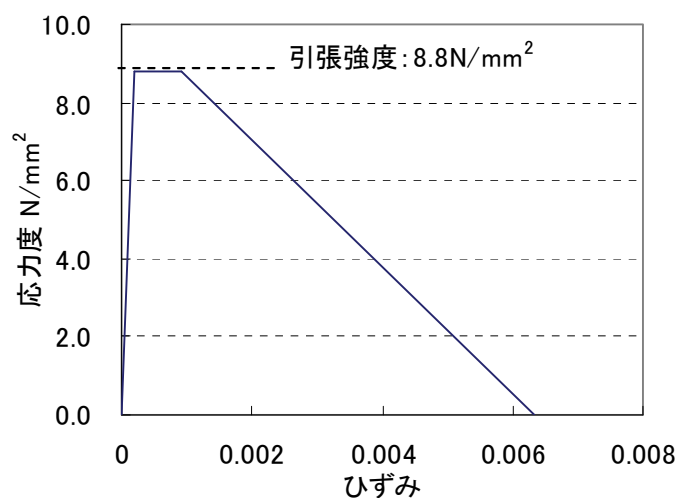


図-4.24 文献 12) における UFC の引張軟化特性

(2) 補強 PC 鋼材のひずみ増加について

上記のように、荷重の増加に伴い UFC パネルのひび割れ発生範囲は増加しながらも、剛性低下せず線形的に変位と荷重が増加していった。荷重係数 α が 1.8 に達したところで 14 パネルの補強 PC 鋼材のうち、最外縁の鋼材が降伏ひずみに達した。今回は 4.4.2 に示すように、 $\alpha=1.7$ の荷重状態における応力状態で、全ての引張力を PC 鋼材が受け持つと仮定し、そのときに降伏ひずみに達するように PC 鋼材本数を設定した。しかし、実際には UFC は図-4.24 に示すように高い引張軟化特性を有しているため、 $\alpha=1.8$ においても 14 パネルで 7.3N/mm^2 程度の引張強度が残存しており（図-4.25）、この効果によって PC 鋼材が降伏ひずみに達するのが遅れたと考えられる。

さらに、上記の荷重状態以降は、徐々に全体剛性が低下していくことが図-4.22 の荷重－変位曲線の勾配からわかる。これは引張側の PC 鋼材の降伏による引張斜材側の剛性低下により、ダブルワレントラスとしての荷重抵抗機構が崩れ、全体系としての剛性低下が生じたためと考えられる（図-4.26）。

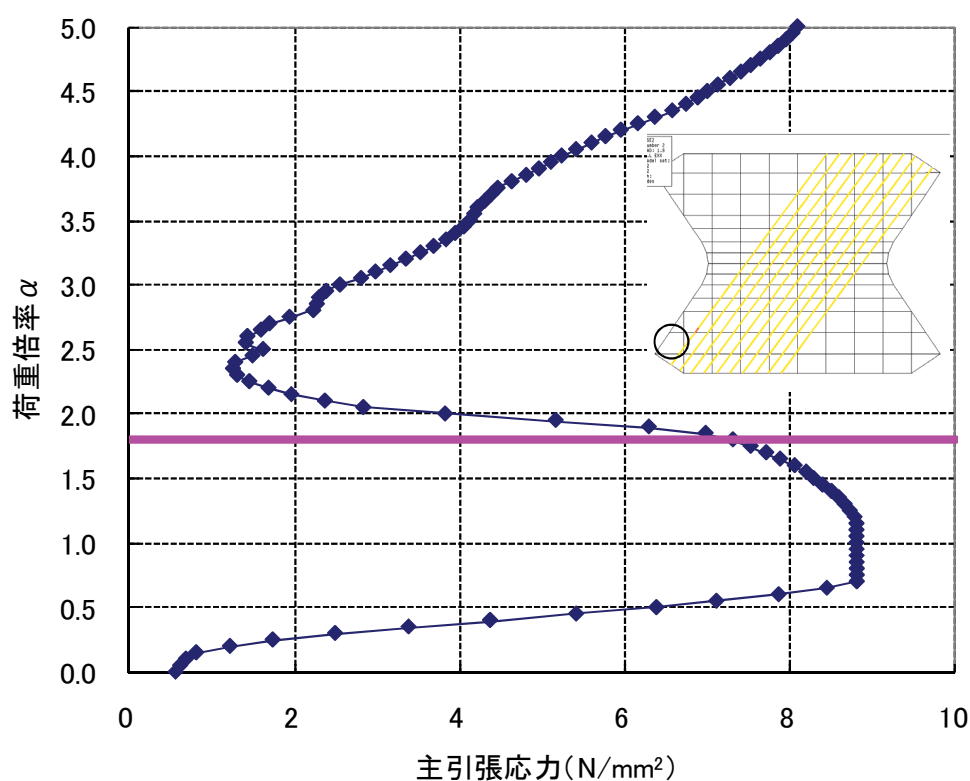


図-4.25 引張応力度

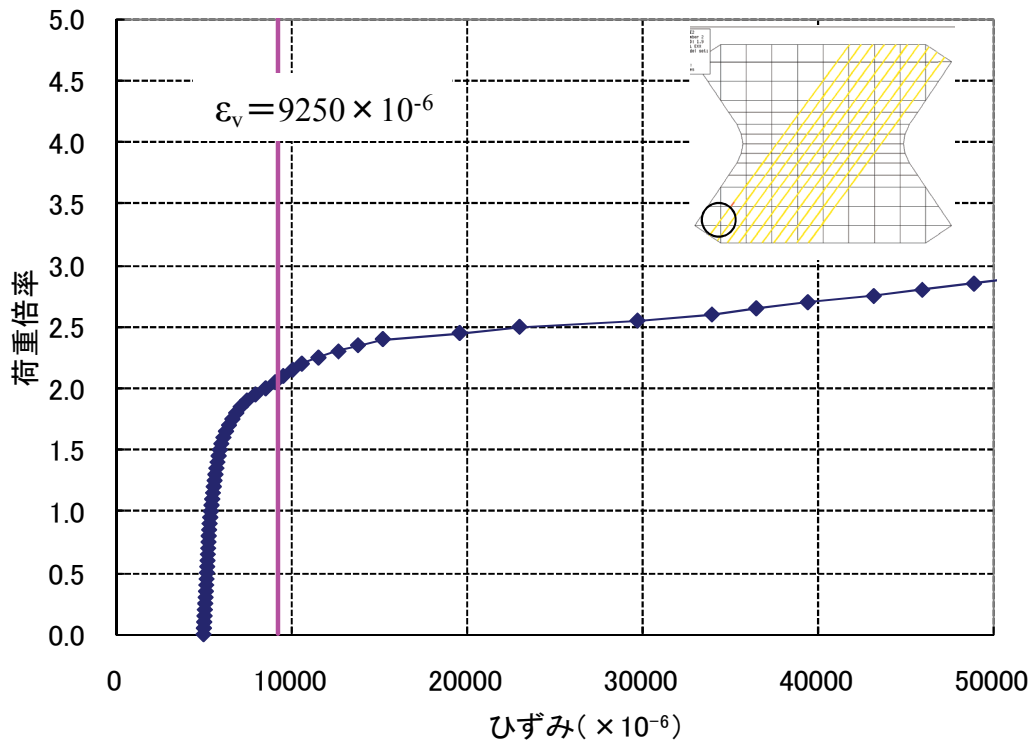


図-4.26 PC 鋼材ひずみ

(3) 全体系の破壊挙動について

$\alpha=1.8$ 以降、荷重の増加に伴い、13 パネル、12 パネルと、徐々に補強 PC 鋼材が降伏する範囲が広がり、これと同時に全体剛性の低下も進んでいる。ここで、14 パネルの引張側に着目すると、 $\alpha=1.8$ 以降は降伏する PC 鋼材の本数が徐々に増加し（図-4.27），見かけの剛性の低下が進んでいる。14 パネルの剛性が低下すると他のパネルへ水平せん断力の分担比率が移行する。すなわち、系の中でせん断力の再分配が生まれ、剛性が低下したパネルの損傷度合いの進行度が鈍化することが考えられる。

また、14 パネル内においても、引張側の見かけの剛性が低下するに従い、圧縮側との剛性比率が増加し、圧縮側が分担するせん断力が相対的に増加すると考えられる。これは圧縮側の応力度の増加比率が増していることにも現れている（図-4.28）。

これらにより、今回の解析では $\alpha=4.5$ まで構造系が成立し、安定計算が収束したと見なせ、本構造が有するせん断破壊に対する高い冗長性が確認できたといえる。

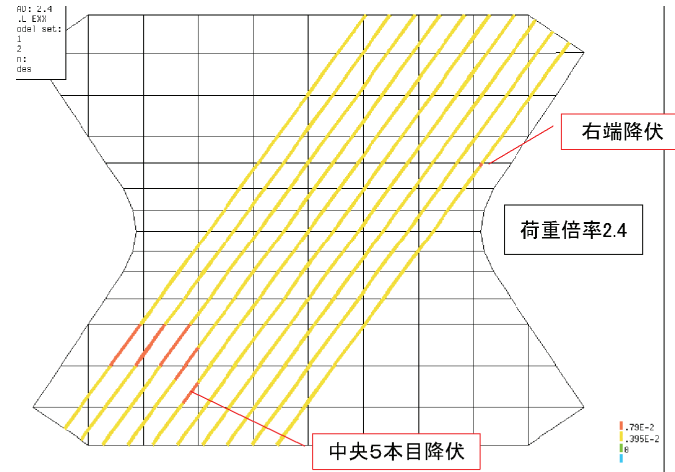


図-4.27 $\alpha = 2.4$ における 14 パネル内 PC 鋼材の降伏位置

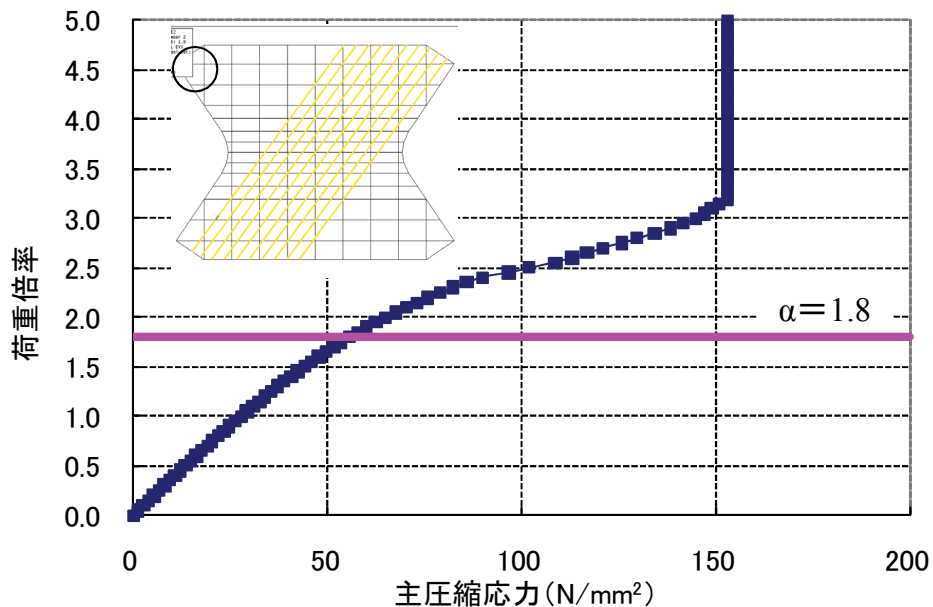


図-4.28 圧縮応力度

4.5 設計手法に関する提案

4.5.1 曲げモーメントに対する設計手法

本構造は、コンクリート製の上床版と下床版を独立した蝶型のウェブパネルによって接合した断面構成である。このウェブ部の剛性が小さい、すなわちせん断変形が大きい場合には、断面内で平面保持の法則が成立しないことが考えられる。ここで、図-4.3 で示した仮想橋梁に対して、前述の非線形 FEM 解析結果と、平面保持の法則を仮定し、1 本の梁として行った平面骨組解析結果とを比較した。なお、バタフライウェブ部は橋軸方向に不連続であるため、橋軸方向の剛性

には寄与しないと考えられる。よって、平面骨組解析において、設計断面としては上下床版のみを考慮した。また、荷重状態は双方とも $\alpha=1.0$ である。

結果の一覧を表-4.6 に示す。双方の解析によって求めた支点付近、支間中央部の上下縁応力度はほぼ一致していることから、本構造において、曲げ応力度の照査を行う際には平面保持の仮定を用いて設計を行って良いといえる。また、ウェブ部分の橋軸方向剛性を考慮していない梁解析と、シェル・ソリッド要素を用いた詳細 FEM 解析との上下縁応力度がほぼ一致していることから、ウェブは橋軸方向剛性にほとんど寄与していないことが伺え、本構造にプレストレスを導入する際は、ウェブがほとんど抵抗せず、上下床版に効率的に導入できるといえる。

一方、鉛直たわみ変形量に対しては、FEM 解析結果の方が 2～3 割程度大きい値を示している。これは、本構造のウェブ断面が通常のコンクリート箱桁橋のウェブに比べて薄く不連続であるために、せん断変形が大きくなっていることに起因しているものと考えられ、特に、せん断力が大きく、曲げたわみの小さい支点部付近では、その影響が顕著である。よって、たわみ量の照査を行う際には、このせん断変形の影響を加味することが必要である。

表-4.6 平面保持の検証

		支間中央 (パネル7)			支点付近 (13パネル)		
		骨組	FEM	比率	骨組	FEM	比率
上縁応力度	N/mm ²	3.84	3.48	1.10	-2.82	-2.56	1.10
下縁応力度	N/mm ²	-9.33	-9.34	1.00	6.85	6.85	1.00
鉛直たわみ	mm	-16.3	-20.7	0.79	-2.9	-4.6	0.63

※FEM 解析の応力度は、ウェブ位置の上下縁応力度

4.5.2 セン断力に対する設計手法

(1) セン断力の取り扱いについて

前述のように、バタフライウェブは橋軸方向に不連続であるため、橋軸方向の剛性には寄与しない。これは、波形鋼板ウェブ橋¹⁹⁾と同様であり、断面内のせん断応力度の分布は図-4.29 のようになる。すなわち、上下床版とバタフライウェブ部はそれぞれせん断力を分担しながら全せん断力に対して抵抗する。ただし、そのせん断力の分担率は桁高、部材寸法などによって異なる。また、文献 17) で規定されている終局荷重時の状態においては、上下床版にはひび割れが発生していると想定され、このせん断分担率は変化すると考えられる¹⁹⁾。ただし、前項で記述したように、設計における終局荷重作用時までバタフライウェブはほとんど剛性低下を起こさず、上下床版のみ曲げモーメントによるひび割れにより剛性低下を示すと考えられるため、バタフライウェブのせん断力の分担比率が増加するものと考えられる。

よって、せん断力に対する設計を行うにあたって、バタフライウェブ部の設計を行う際には、当該断面位置に作用する全せん断力に対して抵抗できるせん断耐力を有するように設計し、上下床版部のせん断力に対する照査を行う際には、上下床版のせん断力の分担比率を考慮して照査することが安全かつ実務的であると考えられる。

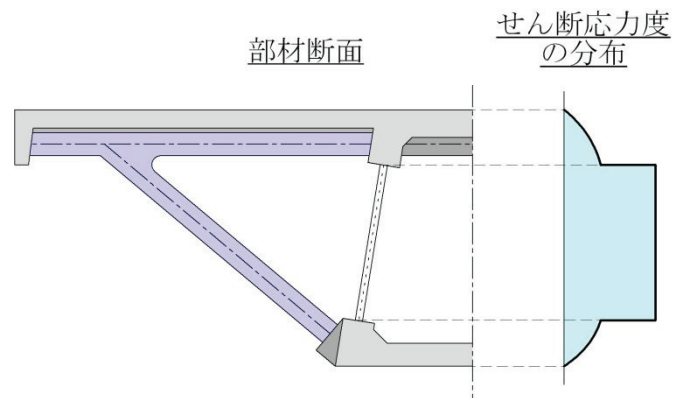


図-4.29 断面内におけるせん断応力度の分布

(2) UFC バタフライウェブの設計手法

UFC バタフライウェブは上下床版を接合するパネル部材であるとともに、擬似的なダブルワレントラス部材として機能している部材である。よって、本部材の設計においては、以下の項目に対して設計する必要がある。

- ・トラスの引張斜材方向に作用する全引張力に対する耐力照査
- ・トラスの圧縮斜材方向に作用する全圧縮力に対する耐力照査
- ・パネルに作用する水平せん断力に対するくびれ部の純せん断耐力照査

ここで、ウェブの剛性低下は、曲げモーメントに対する設計において仮定した平面保持の仮定から逸脱する可能性を生むこと、一部のウェブの剛性低下は、隣接するウェブへの水平せん断力の再分配を生む可能性があることなどが前項の検討で明かとなっており、設計上、避けることが望ましい。4.4 の解析結果において、ウェブの PC 鋼材が降伏するまでは顕著な剛性低下を招かないことが明かとなったため、設計においては、ウェブの PC 鋼材が降伏しない状態とするのが望まれる。

さらに、UFC バタフライウェブにおいて、補強 PC 鋼材が降伏した時点あるいは圧縮破壊した時点を本構造の終局状態と定義することが可能だが、圧縮破壊は脆性的な破壊形態なので、実際の設計においては補強 PC 鋼材の降伏が先行するように設定し、この時点を設計上の終局耐力と定義することが望ましい。

(3) UFC バタフライウェブの引張力に対する照査法

具体的な設計手法としては、4.3 にて記述したパネル要素のせん断実験および 4.4 の有限変形非線形解析において記載した部材設定で十分安全性が確保されていることから、基本的にその手法を踏襲する。すなわち、引張斜材方向の引張力に対しては、パネル内に配置する補強 PC 鋼材によって抵抗すると仮定し、設計荷重作用時¹⁷⁾に対しては、パネルがフルプレストレス状態を確保するようにプレストレス力を設定する。なお、その際のプレストレス量には 1 割程度の安全率

をもたせた設定とする。また、終局荷重作用時¹⁷⁾において、PC 鋼材が降伏応力以下となるように、PC 鋼材の断面積を設定する（式(4.5), (4.6)）。

$$1.1S_s \cdot l_w / 2n \cdot h \leq P \cdot \cos \theta \quad (4.5)$$

ただし、 S_s ：対象断面における設計荷重作用時の作用せん断力

l_w ：橋軸方向のウェブ間隔

n ：断面内のウェブ本数

h ：部材断面の有効高さ

P ：1 パネルに作用するプレストレス力

θ ：補強 PC 鋼材の上床版に対する角度

$$S_U \cdot l_w / 2n \cdot h \leq f_{py} \cdot A_p \cdot \cos \theta \quad (4.6)$$

ただし、 S_U ：対象断面における終局荷重作用時の作用せん断力

f_{py} ：補強 PC 鋼材の降伏強度

A_p ：1 パネルに配置した補強 PC 鋼材の断面積

ここで、道路橋示方書¹⁷⁾を用いて設計する場合、終局荷重作用時の荷重係数には、所定の安全係数が含まれているものと考えられ、耐力算出式には安全係数などは含まれていない。本稿においても道路橋示方書の荷重係数を用いることを前提とし、終局荷重時の耐力算定式には、安全係数を含まないものとした。

(4) UFC バタフライウェブの圧縮力に対する照査法

トラスの圧縮斜材方向に作用する全圧縮力に対する耐力照査法としては、図-4.14 に示す圧縮領域を仮定する。すなわち、圧縮側の外縁頂点から他方に向い 45 度の直線をそれぞれ引き、その 2 つの直線で囲まれた領域を圧縮抵抗領域とする。ここで、実際の圧縮領域は図-4.14 中のコンター図からわかるように、仮定した圧縮領域より広い分布を示しているが、この範囲はウェブのくびれ形状の違いに応じて変化すると思われる。一方、仮定した圧縮領域は、ウェブパネルを仮想トラス部材だとすると、圧縮部材として必ず寄与する領域と考えられ、4.3 章における実験供試体の形状では約 20%安全側の設定といえる。ウェブの圧壊は脆性的な破壊形態となるため、設計上は避けるべき状態であり、上記のような安全側の設定が望ましい。よって、設計手法としては、式(4.7)により圧縮破壊に対する照査を行うことが合理的と考えられる。

$$S_U / 2n \leq 0.85f'_{ck} \cdot A_w \cdot \cos \frac{\pi}{4} \quad (4.7)$$

ただし、 f'_{ck} ：UFC の設計基準強度

A_w ：ウェブの圧縮抵抗面積

(5) パネルくびれ部の純せん断に対する照査法

純せん断に対する照査法は，基本的に式(4.8) に準じて行えばよいと考えられる．ただし，式(4.8) は，式(4.2)，(4.3)によって算出される作用水平せん断力に対する照査となっている．この水平せん断力は断面に作用する全せん断力のうち，上下床版部が抵抗するせん断力を除いたウェブに作用するせん断力とすることができる．一方，終局荷重作用時を考えると，前記のように上下床版の剛性が低下するため，ウェブ部の負担するせん断力が増加する．よって，断面に作用する全せん断力から求めたパネルのせん断力に対して照査を行うことが設計上，安全を確保するために必要となる．

このような観点から，純せん断に対する終局耐力に関する照査は式(4.9) により行うのが妥当と考えられる．

$$\tau_{\max} = \frac{H_s}{b_w \cdot l_{\min}} \quad (4.8)$$

ただし， τ_{\max} ：くびれ部のせん断応力度

H_s ：パネルに作用する水平せん断力

l_{\min} ：くびれ部のパネル幅

b_w ：ウェブ厚さ

$$S_U \cdot l_w / (n \cdot h) \leq \tau'_{ck} \cdot b_w \cdot l_{\min} \quad (4.9)$$

ただし， τ'_{ck} ：UFC のせん断強度

4.5.3 対象橋梁での試算結果

(1) パネル内の引張力に対する設計

上記の設計手法を用いて，図-4.3 に示す橋梁の第 14 パネルの部材設計を行った．その結果，以下のように引張側の設計において，式(4.6) を用いた設計荷重作用時の照査により，ウェブ 1 枚あたりの必要プレストレス力が 1033kN となった．また，式(4.7)を用いた終局荷重作用時の照査により，補強 PC 鋼材の必要断面積が 1357mm²となった．

式(4.5)，(4.6) より，

$$\begin{aligned} P &= 1.1 \times 2324 \times 2.5 \div (2 \times 2 \times 2.62 \times \cos 53.8^\circ) = 1033 \text{ kN} \\ A_p &= 5,202,000 \times 2,500 \div (2 \times 2 \times 2,620 \times 1,560 \times \cos 53.8^\circ) \\ &= 1,357 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

これより，実際に配置する補強 PC 鋼材は 1S15.2×10 本（1S15.2 の断面積 138.7mm²），1 本あたりの必要プレストレス力 103kN（0.40 f_{pu} ）となり，この配置よりバタフライウェブの形状は図-4.30 のように設定できる．

次に、支間中央部（図-4.3 に示す橋梁の第 7 パネル）における引張力に着目する．この位置は、作用するせん断力自体は小さいものの、変動荷重の作用位置によって正負が逆転する（表-4.7）．この正負それぞれのせん断力に対して PC 鋼材によって引張力に対する補強を行うと、補強 PC 鋼材が中央で交わり、その干渉を回避するように配置すると、板厚を増加する必要が生じるばかりでなく、補強 PC 鋼材が板厚方向に偏心した配置となる．

ここで、図-4.14 に示した圧縮領域の仮定と同様に、支間中央部のバタフライパネルの引張応力度分布より、引張部材領域を図-4.31 のように仮定するとともに、UFC の引張応力度の制限値を文献 12) に従い、表-4.8 のように定める．この条件の下、仮想引張部材領域の UFC が一様に引張力に抵抗するとし、式(4.5)、(4.6)を適用して耐力の照査を行うと、以下ようになる．

式(4.5)より、

$$\begin{aligned} S_S \cdot l_w / 2n \cdot h &= 568 \times 2.5 \div (2 \times 2 \times 2.62) = 135 \text{ kN} \\ f'_{crk} \cdot A_w \cdot \cos \theta &= 8.0 \times 560 \times 80 \times \cos 45^\circ \div 1000 = 253 \text{ kN} \\ \therefore S_S \cdot l_w / 2n \cdot h &\leq f'_{crk} \cdot A_w \cdot \cos \theta \end{aligned}$$

式(4.6)より、

$$\begin{aligned} S_U \cdot l_w / 2n \cdot h &= 960 \times 2.5 \div (2 \times 2 \times 2.62) = 229 \text{ kN} \\ f'_{tk} \cdot A_w \cdot \cos \theta &= 8.8 \times 560 \times 80 \times \cos 45^\circ \div 1000 = 256 \text{ kN} \\ \therefore S_U \cdot l_w / 2n \cdot h &\leq f'_{tk} \cdot A_w \cdot \cos \theta \end{aligned}$$

以上より、せん断力が正負交番する支間中央部のウェブの作用せん断力に対して UFC の引張制限値から算出される耐力が大きいため、UFC の引張強度によって耐力が確保されており、パネル内部に両方向に補強 PC 鋼材を配置する必要はないといえる．

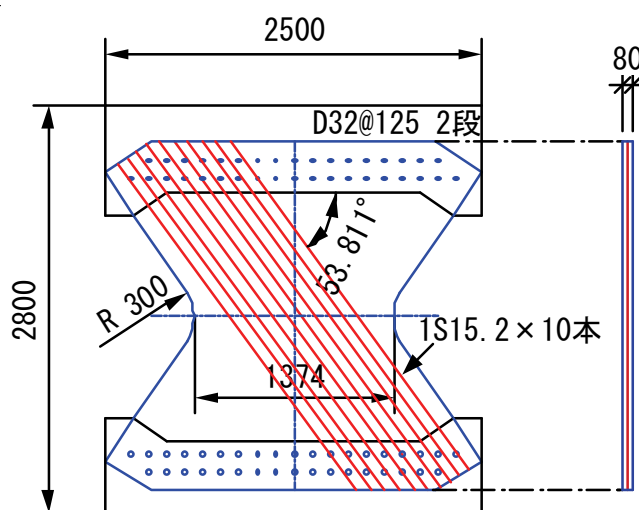


図-4.30 対象橋梁におけるバタフライウェブ

表-4.7 支間中央部の作用せん断力

	設計荷重時		終局荷重時	
	S-max	S-min	S-max	S-min
断面全体	568kN	-568kN	960kN	-960kN
1 ウェブ	284kN	-284kN	480kN	-480kN

表-4.8 UFC の制限値

	制限値	備 考
設計荷重時 f'_{crk}	8.0N/mm^2	ひび割れ発生強度
終局荷重時 f'_{tk}	8.8N/mm^2	引張強度

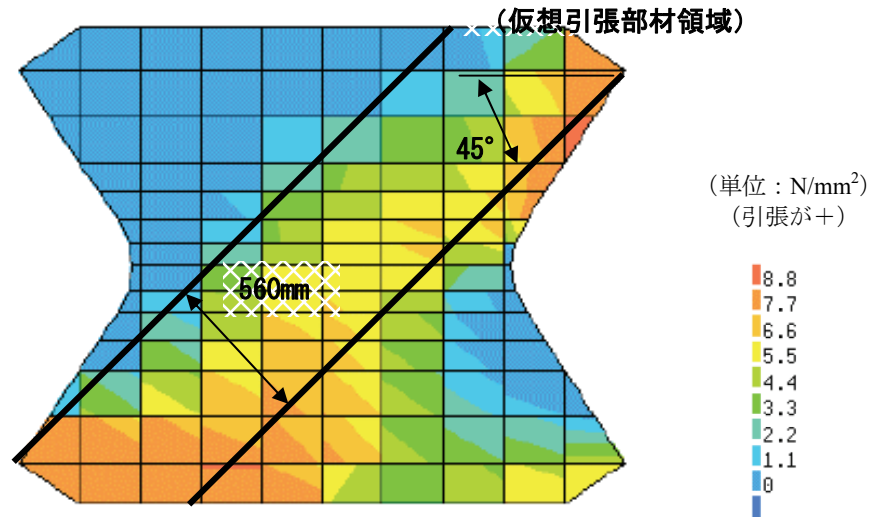


図-4.31 支間中央部パネルの応力状態 ($\alpha = 1.7$)

(2) 純せん断に対する設計

今回用いた UFC は長さ 22mm の鋼繊維を含んでいることから、コンクリート内の鋼繊維の配向性を考慮し、最小かぶりを 30mm とすると、補強 PC 鋼材の公称径 15.2mm より、かぶり確保の観点から必要な部材厚は 76mm となるため、部材厚を 80mm と仮定する。なお、UFC には鋼繊維が混入されているため、表面鉄筋などは配置しない。

次に、純せん断に対する設計において、くびれ部のせん断伝達耐力（応力度）を文献 5) に準拠して算出すると、以下のようになる。

$$\tau'_{wck} = \tau_c + p \cdot \tau_s \cdot \sin^2 \theta - \alpha \cdot p \cdot f_{yd} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \quad (4.10)$$

$$\tau_c = \mu \cdot f'_{cd}{}^b \left(\alpha \cdot p \cdot f_{yd} - \sigma_{nd} \right)^{1-b} \quad (4.11)$$

$$\tau_s = 0.08 f_{yd} / \alpha \quad (4.12)$$

$$\alpha = 0.75 \left\{ 1 - 10 \left(p - 1.7 \sigma_{nd} / f_{yd} \right) \right\} \quad (4.13)$$

ただし、 τ'_{wck} ：ウェブのせん断伝達耐力（応力度）

f'_{cd} ：UFC の設計圧縮強度 $= 0.85 \times 180 = 153 \text{ N/mm}^2$

p ：せん断伝達面での鉄筋比，今回は補強 PC 鋼材を考慮し，0.0139 とする．

θ ：せん断面と補強鋼材のなす角度， 53.8°

f_{yd} ：補強 PC 鋼材の余剰強度（降伏強度と緊張応力度との差）， 828 N/mm^2

μ ：個体接触に関する平均摩擦係数，0.45

b ：面形状を表す係数で，鋼繊維の影響を考慮し，普通コンクリートのひび割れ面と同等の $2/3$ とする．

σ_{nd} ：せん断面に垂直に作用する平均応力度で，圧縮の場合には $\sigma_{nd} = -\sigma'_{nd}/2$ とする．

σ'_{nd} ：せん断面に垂直に作用する平均圧縮応力度， 7.6 N/mm^2

上記より算出すると， $\tau'_{wck} = 25.7 \text{ N/mm}^2$ となる．

ここで，式(4.10)は純せん断強度ではなく，ひび割れ面でのせん断伝達耐力であるが，実際の材料実験による 2 面せん断強度が 46 N/mm^2 と，上記の式より大きな値を示すことから，実用上，安全側の照査になると考えられるので適用した．

このせん断強度を用いて式(4.9)により，くびれ部の必要部材厚を求めると以下のように 71 mm となる．

$$5,250,000 \times 2,500 \div (2 \times 2,620) = 25.7 \times b_w \times 1,374$$

$$b_w = 71 \text{ mm}$$

(3) 圧縮力に対する設計

前項の記述より，部材厚さを 80 mm とすると，

$$S_U / 2n = 5,250 \div 4 = 1,301 \text{ kN}$$

$$f'_{ck} \cdot A_w \cdot 0.788 = 0.85 \times 180 \times 564 \times 80 \times 0.788 \div 1,000$$

$$= 5,440 \text{ kN} > 1,301 \text{ kN}$$

これより，部材厚を 80 mm とすると，圧縮破壊に対する安全性は十分確保されているといえる．なお，板の座屈を考慮しない圧縮応力度の制限値より必要となる部材厚は， 20 mm である．

以上より，対象橋梁のパネル厚は補強 PC 鋼材の配置とかぶり（構造細目）によって決定し，最終的なパネル形状は図-4.30 のとおりとなる．

4.6 まとめ

中規模支間長を有する多径間連続桁橋の施工性および維持管理性の向上を図るため、UFCを用いた蝶型のパネルをウェブに用いる構造を提案した。そのパネルのせん断挙動については1/2モデルのせん断実験と非線形FEM解析によって、本構造を適用した橋梁の全体挙動については有限変形非線形解析によって検討した。その結果、以下のことが明かとなった。

- (1) パネルをダブルワレントラスと仮定し、引張斜材方向の引張力に対して適切な補強プレストレスを配置したパネルは、せん断力に対して所定のせん断耐力を有する。
- (2) 上記のパネルの挙動は、非線形解析によって評価可能である。
- (3) 本構造を有する橋梁の応力照査においては、工学上、断面内における平面保持の仮定が成立するとして取り扱える。
- (4) パネルの設計は、ダブルワレントラスに作用する力に対して圧縮斜材側、引張斜材側それぞれに対して照査を行えばよい。
- (5) 本構造を有する橋梁は、せん断破壊に対して冗長性を有する挙動を示す。

<参考文献>

- 1) 波形鋼板ウェブ合成構造研究会：波形鋼板ウェブPC橋設計実例集 2006，2006.5
- 2) 青木圭一，能登谷英樹，加藤敏明，高德裕平，上平泰裕，山口貴志：第二東名高速道路猿田川橋・巴川橋の設計・施工ー世界初のPC複合トラスラーメン橋ー，橋梁と基礎，pp.5-11，2005.5
- 3) Kasuga, A., Kata, K., Nakatsumi, K. and Takaki, Y.: New Concept of Composite Bridges, Proceedings of 2nd fib Congress. 2006. 6
- 4) 片 健一，高木康宏，中積健一，春日昭夫：新しいウェブ形式を有する複合橋に関する研究，第13回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.413-416，2004.10
- 5) (社)土木学会：2007年制定コンクリート標準示方書「設計編」，pp.147-149，2007.12
- 6) 片 健一，高木康宏，中積健一，春日昭夫：新しいウェブ形式を有する複合橋の接合部に関する研究，第15回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.527-530，2006.10
- 7) 土木学会：アセットマネジメント導入への挑戦，2005.11
- 8) Pierre Richard: Reactive Powder Concrete: A New Ultra-High-Strength Cementitious Material, 4th International Symposium on Utilization of High-strength/High-performance Concrete, Paris, 1996
- 9) Eric Dallaire, Pierre-Claude Aitcin and Mohamed La Chemi: The Sherbrooke Reactive Powder Concrete Footbridge, The Engineering Foundation First International Conference on High Strength Concrete,

1997.7

- 10) 例えば, 村田裕志, 二羽淳一郎, Chunyakom SIVALEEPUNTH, 川口哲生, 兵頭彦次: UFC トラスをウェブに用いた新形式複合 PC 構造の提案, 土木学会論文集, No.795/V-68, pp.145-155, 2005.8
- 11) 例えば, 石井精一, 西村一博, 児山祐樹, 一宮利通: 超高強度繊維補強コンクリートの道路橋への適用事例, 第 15 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.13-16, 2006.10
- 12) 土木学会: 超高強度繊維補強コンクリート設計・施工指針(案), 土木学会コンクリートライブラリー第 113 号, 2004.9
- 13) 片 健一, 玉置一清, 永元直樹, 春日昭夫: 超高強度繊維補強コンクリートを用いた新しいウェブ構造に関する研究, 第 16 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.7-10, 2007.10
- 14) Naoki NAGAMOTO, Kenichi KATA, Kazukiyo TAMAKI and Akio KASUGA: Experimental Research on New Web Structure Using Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete, Proceeding of 8th International Symposium on Utilization of High-Strength and High-Performance Concrete, 2008.10
- 15) 土木学会: 超高強度繊維補強コンクリート「サクセム」の技術評価報告書, 土木学会技術推進ライブラリーNo.3, 2006.11
- 16) サクセム研究会: サクセム設計・施工マニュアル(案), 2008.3
- 17) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編, 2002.3
- 18) 波形鋼板ウェブ合成構造研究会: 波形鋼板ウェブ PC 橋計画マニュアル(案), 1998.12
- 19) 紫桃孝一郎, 中藺明弘, 鈴木永之, 永元直樹, 浅井 洋: 波形鋼板ウェブを有する箱桁橋のせん断挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集 A, Vol.64 No.2, pp.223-234, 2008.4

第5章 結論と今後の展望

5.1 長支間コンクリート桁橋の合理化に関する結論

本研究では、我が国における橋梁の約6割を占め、世界的にも同程度以上の割合を占めると考えられるコンクリート橋のうち、最も適用実績の多い桁橋に着目し、その合理化に関する種々の検討を行った。具体的には、比較的大規模であり、合理化が強く望まれる支間長100m程度の長支間桁橋と、支間長40m程度の多径間連続桁橋を対象とした合理化対策を検討した。

長支間桁橋に関しては重量低減による構造の合理化効果が高い構造と考え、現在行われている重量低減対策のうち複合構造、その中でも最も実績の多い波形鋼板ウェブ橋に着目して、設計・施工の合理化に関する検討を行った。また、長支間桁橋の工費縮減、維持管理性の向上には支承の数を極力減らすことが有効と考え、上部工と下部工を剛結構造としたラーメン構造に着目した。この場合、橋脚の耐震性を確保するために多くの帯鉄筋、中間帯鉄筋を配置する必要があるが、現状の実施工では、この配筋作業が煩雑で作業性の向上対策が強く望まれている。そこで、中間帯鉄筋を省略できる新しいじん性補強構造を提案し、その耐震性能について実験的な検討を行った。これらの結果、得られた結論は以下のとおりである。

(1) 波形鋼板ウェブ橋を用いた長支間桁橋上部工の合理化に対する結論

- ①既往の波形鋼板ウェブ橋の設計においては、波形鋼板部の設計においては作用しているせん断力すべてを波形鋼板が受け持つとして設計し、コンクリート部の設計においてはコンクリート部が受け持つせん断力の分担比率を考慮したせん断力に対して設計している。すなわち、設計で考慮している全せん断力は、実際に作用している全せん断力より大きく見込まれている。このことを改善することにより、より合理的な設計が行えると考えられるが、このためには波形鋼板とコンクリート部のせん断力の分担比率を詳細に検討する必要がある。
- ②波形鋼板のせん断分担率はコンクリート部との剛性比率やコンクリート部のひび割れ進展性と密接に関係するため、コンクリート部のひび割れ損傷の進展に伴い、波形鋼板がせん断降伏するまで徐々に増加していく。その後は波形鋼板が受け持つせん断力が一定となるため、荷重の増加に伴ってせん断分担率は徐々に減少し、波形鋼板がせん断座屈するとその減少度合いが早まる。ただし、急激に0になることはない。
- ③ひび割れ発生後のせん断分担率はファイバーモデルを用いた非線形解析を行い、コンクリート部のひび割れを考慮した断面剛性を用いることで実用上問題ないレベルで算定できる。今後は上記の手法で波形鋼板とコンクリートのせん断分担率、その変化度合いを評価し、実橋の設計に考慮することでより合理的な設計が可能になると考えられる。
- ④波形鋼板ウェブ橋を片持ち張出し架設工法にて施工する際、波形鋼板同士を現場にて接合する必要があるが、橋梁の形状管理を考えた場合、現地での調整が容易な1面重ねすみ肉溶接継ぎ手の採用が有効である。この場合、上下端に溶接作業用にスカラップを配置する必要があるが、

そのスカラップ部には局部応力が発生し、繰り返し荷重などによる疲労損傷が懸念される。この対策として、耐疲労性が高いと考えられるX型のスカラップを提案した。

- ⑤このスカラップの疲労特性を、実物大の箱桁切出し模型を用い、実橋を模擬した応力状態での疲労実験により確認した。その結果、X型スカラップは高い耐疲労特性を有していることを確認した。
- ⑥波形鋼板と支点横桁との接合構造について、実物大のせん断実験によって確認した。その結果、埋込み接合が最も確実に結合できることを確認した。また、耐久性上も埋込み接合が推奨できると考えられる。
- ⑦波形鋼板ウェブ橋の固有値解析などを行う際、せん断変形を考慮する必要がある。このとき、Timoshenko梁としてモデル化する必要があるが、このモデル化におけるせん断剛性の算出方法を提案した。
- ⑧波形鋼板ウェブ橋のさらなる合理的な施工法を提案することを試みた。波形鋼板ウェブ橋を現在最も多く採用されている片持ち張出し架設工法にて施工する場合に、波形鋼板を架設材として利用するとともに、上床版をプレキャスト部材を用いて施工する工法を提案した。この工法を採用することにより、移動作業車の軽量化が図れるとともに、現地での省力化が図れ、サイクル工程が約4割短縮できることを実施工において確認した。

(2) 長支間ラーメン箱桁橋下部工の合理化案に対する結論

- ①長支間コンクリート橋の RC 橋脚部の施工を合理化するために、施工上最も煩雑となっている中間帯鉄筋の組立てを省略することを目的に、PC 梁を用いた新しいじん性補強手法を提案した。
- ②鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ部に適切な剛性をもつ PC 梁を軸直角方向に設置することによって、軸方向鉄筋の座屈を抑制することが可能である。橋脚断面が 7.0×5.5m 程度の橋脚ならば、その PC 梁は断面 300×500mm 程度、梁の中間連結 1 カ所、高さ方向の配置間隔 1000mm 程度で十分な座屈抑制効果が得られる。この補強を行うことによって、従来の中間帯鉄筋を省略することが可能である。
- ③本工法は埋設型枠を用いた鉄筋コンクリート橋脚の施工方法などと組み合わせることにより、さらに施工の省力化、工程短縮が図れる可能性がある。

(3) 長支間箱桁橋に関する提案構造

本研究において検討した合理化対策を用いた具体的な提案構造を示す。ここで、橋梁の建設計画を立案する場合、立地条件や環境条件が大きな影響を及ぼす。今回は、比較的温暖な山間部に建設するものとした。一般的に、維持管理性を考えた場合、鋼部材は防食塗装の塗り替えなどが発生するため不利となることが考えられる。しかし、現在はフッ素系塗装のように高耐久な防食塗装も開発・適用されてきている。今回対象とする比較的温暖な山間部の場合、海岸より遠く飛来塩分が少ないこと、冬季の凍結も少なく凍結防止剤による塩分供給も少ないことなどから、「一

般の環境」とみなすことができる。この場合、フッ素塗装系（C塗装）を用いることにより、45から60年の耐久性が期待できることが、「鋼橋のライフサイクルコスト」（日本橋梁建設業協会）に示されている。すなわち、対象橋梁の設計耐用年数が100年だとすると、耐用年数期間中に1度再塗装を行えばよいと考えられ、維持管理上の負荷もそれほど大きくないといえる。

よって、ここでは波形鋼板ウェブ橋を上部構造に適用し、重量低減により構造の合理化を図ることとする。その設計手法においては、波形鋼板のせん断分担率をファイバー要素を用いた非線形解析によって検討し、「①せん断分担比率を適切に評価することによって波形鋼板厚を抑え」、工費縮減を行う。また、上下床版との接合構造としては、活荷重等による面外曲げモーメントに対しても耐疲労性が確認されている「②アングル接合」とするとともに、柱頭部横桁、端支点横桁との接合構造は、最も一体性が高い「③埋込み接合」とする。さらに、耐震設計等の動的解析においては、上部工は波形鋼板のせん断変形を考慮したTimoshenko梁としてモデル化することとし、そのモデル化における「④せん断剛性の算出方法」は、今回提案した手法を用いる。

上部工の施工は片持ち張出し架設工法によって行うことが望ましく、「⑤波形鋼板を架設材として利用するとともに、上床版にプレキャスト部材を用いて施工する工法」を採用する。その際の波形鋼板同士の継ぎ手には1面重ねすみ肉溶接を用いて施工時の上越し調整を容易にするとともに、継手の上下部に配置するスカラップには「⑥X型スカラップ」を採用する。

橋脚と上部工は剛結構造とし、維持管理上の点検・補修項目となる可能性の高い支承位置の数を減らす。また、橋脚の地震時におけるじん性確保手法としては、「⑦PC梁一体型の埋設型枠を用いた橋脚構造」を採用し、中間帯鉄筋を省略することにより配筋作業の省力化を図る。

提案構造の概要図を図-5.1に示す。

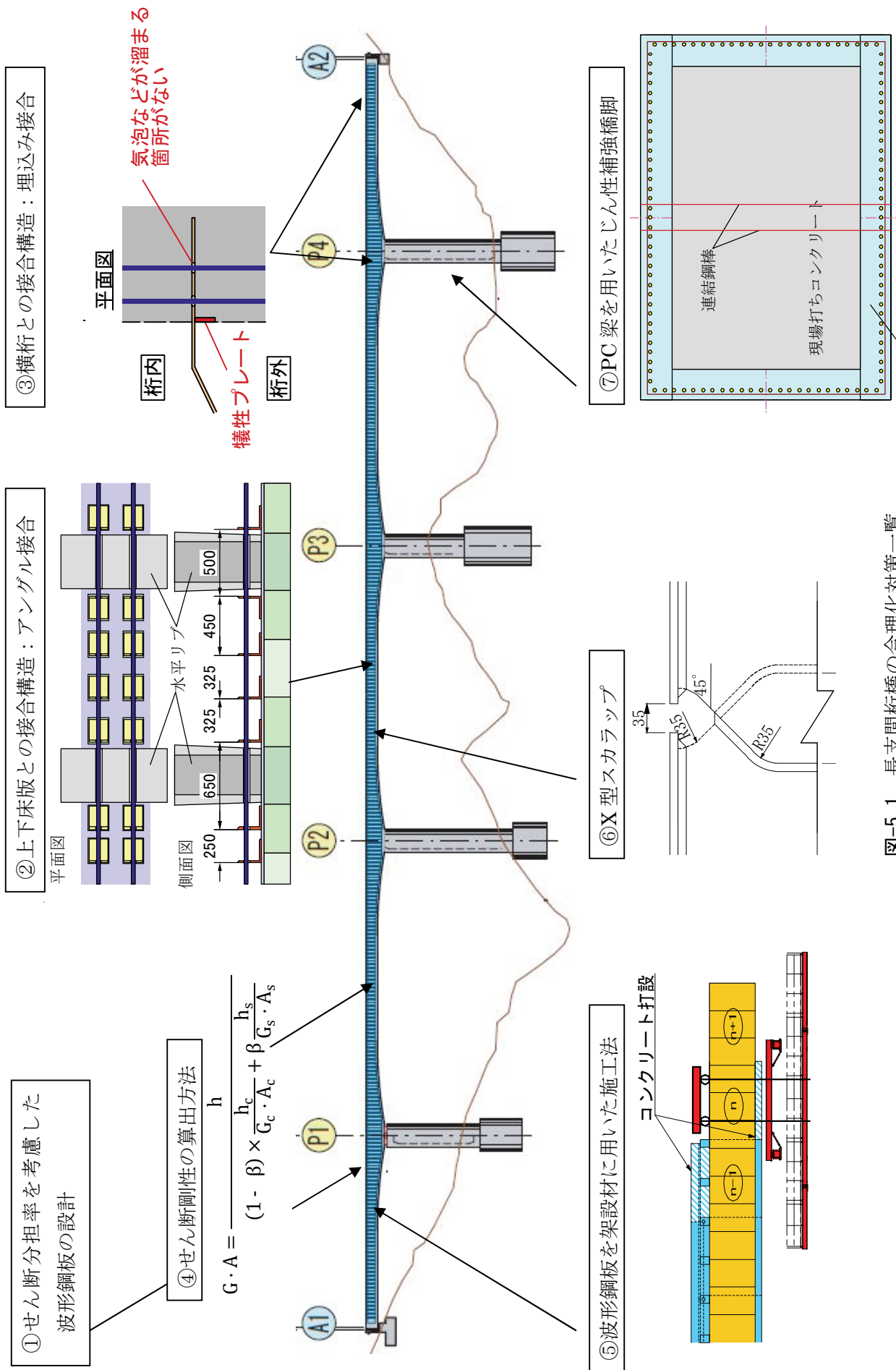


図-5.1 長支間桁橋の合理化対策一覧

5.2 バタフライウェブ構造を用いた中規模支間を有する多径間連続桁橋の合理化に対する結論

(1) 多径間連続桁橋の合理化に対する検討結果

コンクリート桁橋の中で、比較的大規模で合理化が強く望まれる構造の一つとして、都市内連続高架橋などに多く用いられている支間長40m程度の中規模支間長を有する多径間連続桁橋に着目し、その合理化対策について検討を行った。その結果、以下の結論を得た。

- ①中規模支間長を有する多径間連続桁橋の施工性および維持管理性の向上を図るため、超高強度繊維補強コンクリート（UFC）を用いた蝶型のパネルをウェブに用いる構造を提案した。
- ②パネルをダブルワレントラスと仮定し、引張斜材方向の引張力に対して適切な補強プレストレスを配置したパネルは、せん断力に対して所定のせん断耐力を有する。パネルの設計は、ダブルワレントラスに作用する力に対して圧縮斜材側、引張斜材側それぞれに対して照査を行えばよい。
- ③本構造を有する橋梁の応力照査においては、工学上、断面内における平面保持の仮定が成立するとして取り扱える。
- ④本構造を有する橋梁は、せん断破壊に対して冗長性を有する挙動を示す。
- ⑤UFCパネルと上下床版との接合部の設計においては、作用せん断力と活荷重等による床版からの曲げモーメントの両方を考慮し設計する必要がある。

(2) 多径間連続桁橋に関する提案構造

本研究において検討した合理化対策を用いた具体的な提案構造を示す。なお、対象橋梁としては、比較的温暖な地域にある大都市内の海岸から離れている地域に建設される標準支間長40mの多径間連続桁橋とする。

まず、立地が大都市内であるため、大きな施工用地の確保は困難であると考えられる。そこで、「①2次製品工場でセグメントを製作」し、一般道を輸送、架設ガーダーを用いて1径間ごとに架設するスパンバイスパン架設工法を採用することとする。主桁構造としては「②UFCバタフライウェブ構造」を採用し、主桁自重の低減によりセグメント数の低減を図る。ここで、比較的温暖な気候で、海岸から離れている「一般の環境」に建設する橋梁であるため、前項と同じく複合構造の採用による自重低減も考えられる。しかし、大都市内の連続高架橋ということから、橋梁下部空間には一般道や鉄道などの複数の立体交差条件の存在が予想されること、今回建設する橋梁、立体交差条件とも重交通が予想され、完成後は維持管理のための車線規制などが困難な状況になると予想されること、実際に車線規制を行いながらの維持管理行為は社会的損失が大きいとともに施工条件が悪いため大きな費用が必要となり、トータルコストの増大を招くことなどから、一定期間ごとに塗装の塗り替えが必要となる鋼部材の使用は極力避けるべきと判断でき、今回のUFCバタフライウェブ橋のほうが有利となると考えられる。さらに、工場製セグメントによる架設工法の採用により現地施工日数を極力短くし、周辺住民や交通などへの影響を最小限にすることに貢献できる。

ここで、対象橋梁は多径間連続であること、都市内高架橋ということからあまり橋脚が高くないと予測されることから、上部工と下部工を剛結構造とした場合、主桁のクリープ、乾燥収縮、温度変化などによる軸方向長さの変化による2次応力が大きくなることが予測される。よって、本橋においては上部工と下部工を剛結構造とせず、高い減衰機能を有する「③反力分散支承構造を採用」することとする。これにより地震時の慣性力を各橋脚に分散させるとともにエネルギー吸収性能も付与し、耐震性の向上を図る。ここで、本橋に支承構造を採用しても、橋脚高がそれほど高くなく、橋脚付近の桁下空間を有効に利用できると考えられるため、定期点検時など比較的容易に支承の点検が可能であり、著しい維持管理性の低下にはつながらないものと考えられる。

提案構造の概要図を図-5.2に示す。

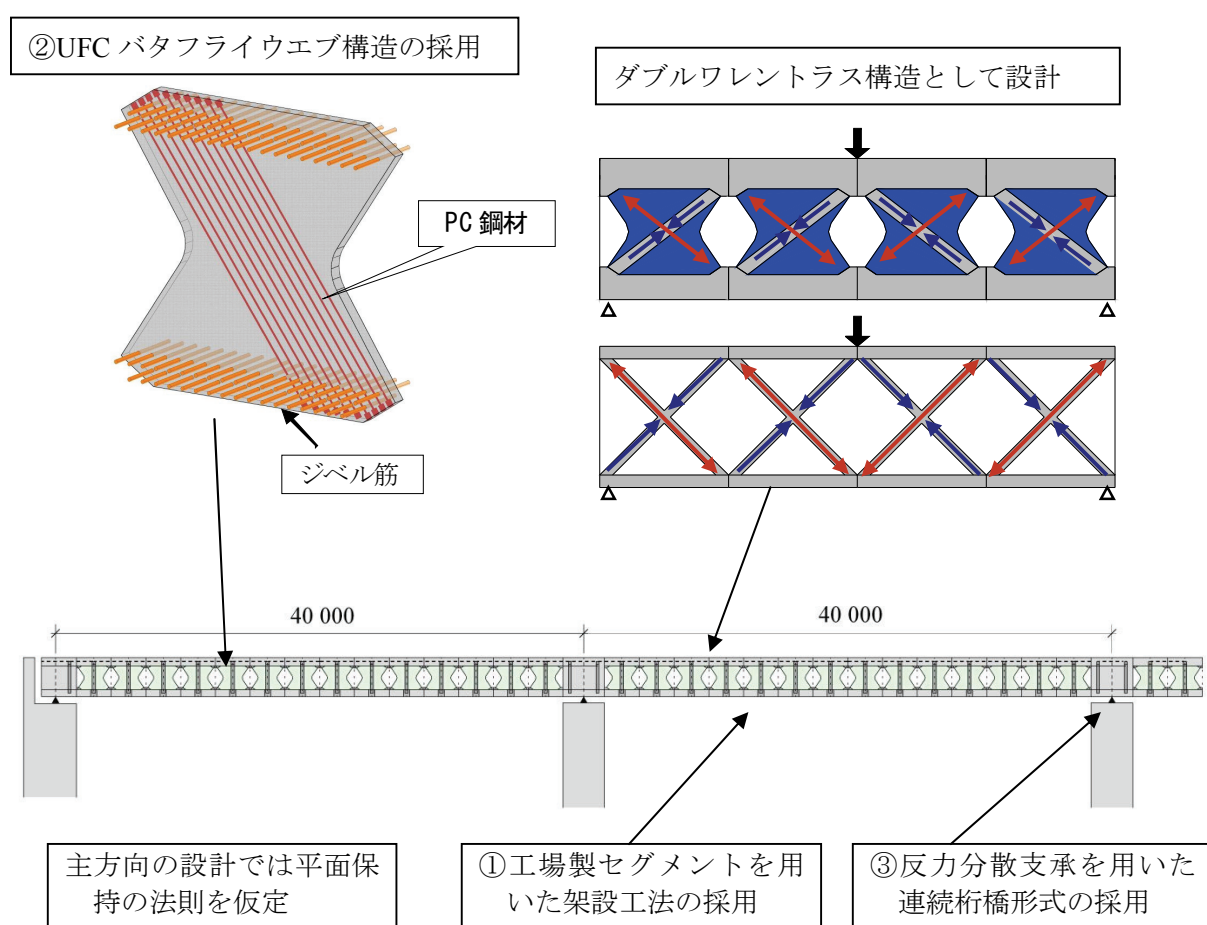


図5.2 都市内連続高架橋に対する提案構造

5.3 今後の展望

(1) 長支間桁橋の上部工

長支間桁橋の上部工については、上部工の軽量化が構造系全体の合理化につながることから、波形鋼板ウェブ橋を用いることを前提に種々の合理化対策を検討した。一方、波形鋼板ウェブ橋には鋼部材が用いられており、鋼部材の腐食は環境により大きく影響を受ける。このため、実構造物への波形鋼板ウェブ橋の適用は、海水の飛沫地帯や冬季に凍結防止剤を多量に散布するような寒冷地など環境条件をよく吟味し、維持管理性にも配慮して総合的に判断していく必要があると考えられる。近年は鋼部材の防食性及び維持管理性の向上のために、フッ素樹脂系の塗装など高耐久な塗装が開発されているが、これらの使用を積極的に考え、建設時の合理化のみでなく供用後の維持管理性、更新までのライフサイクルすべてを念頭に置いた合理化を目指す必要がある。

このような観点から、今後は、環境条件から各劣化機構を定量的に評価できるとともに、補修・補強などの効果や費用も適切に評価できるようなライフサイクルを包括的に取り扱う設計手法の構築が望まれる。

(2) 長支間桁橋の下部工

長支間桁橋をラーメン構造とした場合の橋脚についてPC梁を用いるじん性補強の合理化案について検討した。提案構造はPC梁を塑性ヒンジ部の外周に設置し軸方向鉄筋のはらみ出しを抑えることにより中間帯鉄筋を省略する方法であるが、このPC梁の設置自体を省力化する必要があると考えられる。この対策として、本検討では埋設型枠の内側にPC梁を一体化した構造により、さらなる省力化の可能性を示すとともに、外見に影響を及ぼさない構造を提案している。今後は実構造物へ適用し、その効果を検証していくことが望まれる。

(3) 中規模支間を有する多径間連続桁橋

支間長40m程度の中規模支間を有する多径間連続桁橋については、UFCパネルを用いたバタフライウェブ構造の適用を検討した。本研究においては、曲げモーメントに対する挙動、せん断力に対する挙動を評価し、設計手法の提案を行った。今後は実構造物への適用を検討し、架設設備に与える主桁構造軽量化の影響や工期短縮効果、省力化など具体的な効果の試算が望まれるとともに、その結果を踏まえた実構造物への適用が期待される。

(4) 最後に

現在、我が国では少子高齢化が進んでいるために社会資本整備に投資される予算が年々縮減されてきているとともに、1960年代の高度経済成長期時代に建設された多くの社会資本が老齢化しつつある。すなわち、社会資本の建設・維持管理への投資額は徐々に減少する一方、社会資本ストックの維持管理費は増大していくことが予想されている。

このような状況を踏まえ、我が国が持続可能な発展を続けるためには、十分ではないながらも

社会資本整備に係る予算が確保できている現在、「耐久性が高く、維持管理の容易な構造物」を建設し、将来の負担を極力低減していくことが重要であると考えられる。今後は、このような視点に立った研究、技術開発、実構造物の計画・建設のさらなる加速が求められる。

謝 辞

本論文を執筆するにあたり、多くの方々から御指導、御協力、御助言いただきました。

京都大学大学院工学研究科 杉浦邦征教授には公私に渡り、終始懇切な御指導、御鞭撻をいただきました。まず、本学博士課程への挑戦について熱心にお導きいただき、本論文を執筆する機会を与えていただいたとともに、論文構成から遂行、取りまとめに至るまで、貴重なお時間を割いていただき、懇切丁寧に御指導、御助言をいただきました。また、構造工学の広い見地から研究に対する姿勢や物事の捉え方、最新の知見まで御教授いただいたことは、本論文の執筆ばかりでなく、今後の橋梁分野での業務・研究・開発における貴重な糧となりました。ここに深甚なる謝意を表します。

京都大学大学院工学研究科 宮川豊章教授には、コンクリート工学の高い見地からコンクリート構造、材料、維持管理に至るまで御指導いただきました。特に、コンクリート構造物のライフサイクルシナリオデザインに関する御教示は、今後のコンクリート橋の設計・施工における指標となるものです。また、論文審査の際には貴重なお時間を割いていただき御指導いただきました。ここに深く感謝申し上げます。

京都大学大学院工学研究科 白土博通教授には、公私にわたり暖かく御指導いただきました。特に、橋梁工学における動的挙動に関する知見や最新の橋梁事情などについて、様々な形で御教示いただきました。また、博士課程としての勉学においても、暖かく御指導、御高配をいただきました。さらに、論文審査に際しましては貴重なお時間を割いていただき、御指導いただきました。ここに深くお礼申し上げます。

松本 勝 京都大学名誉教授には、学部学生時代より公私にわたり終始熱心に御指導、御鞭撻いただき著者の橋梁人としての礎を築いていただきました。また、本論文の執筆に先立ち、深甚なる御援助・御助言をいただきました。ここに深く感謝申し上げる次第です。

京都大学大学院工学研究科 八木知己准教授には、学生時代よりいつも親身に御指導、御協力、御助力をいただきました。本論文の執筆におきましても、著者の素朴な疑問に対していつも適切な御助言をいただきました。厚くお礼申し上げます。

三井住友建設株式会社 土木本部長 熊谷紳一郎博士には、本論文執筆の機会を与えていただいたとともに、完成に至るまで御理解と御支援をいただきました。ここに感謝の意を示します。

同社 土木本部副本部長 春日昭夫博士には、本研究を遂行する機会を与えていただいたばかりでなく、本論文の基調となる種々のアイディアをいただきました。さらに、本論文に記載の研究遂行時にいつも熱心に御指導、御支援をいただいたことが本論文の基本となりました。ここに心から深く感謝申し上げます。

波形鋼板ウェブ橋の実物大のせん断実験および波形鋼板ウェブ橋の新しい施工法の開発においては、旧日本道路公団関西支社 中藺明広様（現西日本高速道路株式会社）、安川義行様（現東日本高速道路株式会社）をはじめ、様々な方に御指導と御協力をいただきました。また、1/2供試体によるせん断実験は、旧日本道路公団試験研究所と（社）プレストレストコンクリート建設業

協会との共同研究の一環として実施したものであり、紫桃孝一郎様（現東日本高速道路株式会社）、上東 泰様（現中日本高速道路株式会社）、鈴木永之様（現東日本高速道路株式会社）、大浦 隆様（元株式会社ピーエス三菱）を始めとする共同研究委員会の方々と熱心な議論をさせていただきました。ここに深くお礼申し上げます。

三井住友建設株式会社 技術開発センター 浅井 洋様には、RC橋脚のPC梁を用いた合理化工法の開発や、UFCバタフライウェブ橋の開発において、実験だけでなく構造的な検討に関しても御指導、御協力いただきました。また、東京土木支店 玉置一清様（研究当時技術研究所）、四国支店 片 健一様（研究当時PC設計部）には、UFCバタフライウェブ橋の開発において中心メンバーとして共同で開発していただきました。ここに厚くお礼申し上げます。

三井住友建設株式会社の上司、先輩、同僚、後輩には本研究の遂行にあたり、様々な御助言や御協力、御支援をいただきました。深く感謝申し上げます。

最後に、京都大学大学院博士後期課程への入学試験への挑戦から休日や深夜の論文執筆、授業のレポート作成などを行う著者に対して、常に暖かく理解を示し、様々な形で献身的に支えてくれた妻 佳世と、博士後期課程への挑戦に理解を示し、暖かく応援してくれた著者の両親および妻の両親に心から感謝の意を表し、この論文を捧げます。

